



TEKNILLINEN KORKEAKOULU
Insinöörیتieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta
Rakennus- ja ympäristötekniikan koulutusohjelma
Pohjarakennus ja maamekaniikka

Anu Tran

TUKISEINÄRAKENTEIDEN MITOITTAMINEN RATAYMPÄRISTÖSSÄ

Pohjarakennuksen ja maamekaniikan syventymiskohteen
diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 17.11.2008
Valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen
Ohjaaja: Diplomi-insinööri Jaakko Heikkilä

TEKNILLINEN KORKEAKOULU

DIPLOMITYÖN TIIVISTELMÄ

INSINÖÖRITIEDEIDEN JA ARKKITEHTUURIN TIEDEKUNTA

Tekijä:	Anu Tran		
Työn nimi:	Tukiseinärakenteiden mitoittaminen rataympäristössä		
Päivämäärä:	17.11.2008	Sivumäärä:	111 + 28 (liitteet)
Professuuri:	Pohjarakennus ja maamekaniikka	Koodi:	Rak-50
Työn valvoja:	Professori Pauli Vepsäläinen		
Työn ohjaaja:	DI Jaakko Heikkilä		
Avainsanat:	Tukiseinän mitoitus, Rataympäristö, Novapoint GeoCalc 1.1.1, PLAXIS 2D versio 8.7, PLAXIS 3D Tunnel versio 2.0, MS Saarelma		

Suomen rataverkosto on jatkuvassa käytössä, jonka vuoksi ratakaivantojen rakentaminen on vaiheistettava. Rataympäristössä työskenneltäessä on huomioitava sähköistetyin radan läheisyys ja aukean tilan ulottuman vaatima esteettömyys. Lisäksi ratatöistä on ilmoitettava ennakkotietojärjestelmään ennen työn aloittamista. Tyypillisin tukiseinä ratakaivannoissa on teräsponttiseinä.

Junakuormat jakautuvat LM71-kuormakaavion mukaan ja nykyisten junien mitoittava akselikuorma on 25 tonnia. Junaliikenteestä aiheutuva voimakas värinä vaikuttaa pysyvästi maanpaineeseen.

Työssä tarkasteltiin kolmea ratakaivannon perustapausta (koheesio-, kerros- ja kitka-maa), joilla tutkittiin tukiseinien käyttäytymistä. Laskentaohjelmina olivat Novapoint GeoCalc 1.1.1, PLAXIS 2D versio 8.7, PLAXIS 3D Tunnel versio 2.0 sekä MS Saarelma. GeoCalc- ja MS Saarelma -ohjelmat mallintavat geoteknisiä tapauksia palkki-jousi-mallilla, jonka vuoksi radan todellisia muotoja ei voida mallintaa. PLAXIS-ohjelmalla luotiin PLAXIS 2D GC -malli, joka vastaa GeoCalc- ja MS Saarelma -ohjelmien geometriaa, ja PLAXIS 2D todellinen -malli, jossa ratapenger mallinnetaan todellisen muotoisena ja ankkuri on kiinnitetty vastaponttiin.

Maanpaine-siirtymä-malleja tutkittaessa havaittiin, että PLAXIS 2D GC- ja MS Saarelma -mallien tulokset olivat käytännössä samat. GeoCalc-ohjelman tulokset poikkesivat selvästi vertailuohjelmien tuloksista. Junakuormaa tutkittiin 2D- ja 3D-ympäristössä. PLAXIS- ja GeoCalc-ohjelmissa ja havaittiin, että 3D-mallien siirtymät ovat pienempiä kuin vastaavat 2D-mallien siirtymät. Vastapontin mallintamisella oli suuri merkitys tukiseinän siirtymiin.

Maan muodonmuutosmoduulia tutkittiin GeoCalc-ohjelmassa jännitystilankertoimen k avulla, ja tuloksissa havaittiin poikkeamia, kun $k = 0$ tai 1 . Maan kaivusta johtuva maan ylikonsolidoituminen ja lepopaineen säilyminen kaivannon puolella tutkittiin GeoCalc-ohjelmalla kimmoteorialla, Mayne & Kulhawyn sekä lepopainemenetelmällä K0. Lepopainemenetelmän tulokset poikkesivat ajoittain selvästi muista tuloksista. Huokos-veden ylipaineen kehittymistä tutkittiin PLAXIS 2D -ohjelmalla. Tuloksista havaittiin puristavan huokosylipaineen sydänapuolen muodostuvan savikerroksen yläpintaan, juna-kuorman alle. Kaivannon puolelle sekä tukiseinän ympärille kehittyi imua huokosylipaineesta. Momenttikäyrien vertailussa havaittiin suuria eroja GeoCalc-ohjelman ja muiden vertailtavien ohjelmien välillä.

Tutkimuksen mukaan GeoCalc-ohjelmassa esiintyi puutteita muun muassa ohjekirjan suppeutena ja laskelmien iterointiongelmia. GeoCalc on helppokäyttöinen ohjelma, mutta käyttäjän tulee ymmärtää ohjelman periaatteet ja eri parametrien sekä kertoimien vaikutus tuloksiin, ennen kuin tuloksia voidaan pitää luotettavina.

HELSINKI UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
FACULTY OF ENGINEERING AND ARCHITECTURE

**ABSTRACT OF THE
MASTER'S THESIS**

Author:	Anu Tran		
Name of the thesis:	Sheet Pile Wall Designing in Railway Environment		
Date:	17.11.2008	Number of pages:	111 + 28 (appendices)
Professorship:	Soil Mechanics and Foundation Engineering	Code:	Rak-50
Supervisor:	Professor Pauli Vepsäläinen		
Instructor:	Jaakko Heikkilä, M. Sc. (Tech.)		
Keywords:	Sheet pile wall designing, Railway Environment, Novapoint GeoCalc 1.1.1, PLAXIS 2D version 8.7, PLAXIS 3D Tunnel version 2.0, MS Saarelma		

Railway excavations must be constructed in phases due to constant use of Finnish railway network. Working in railway environment requires attention to closeness of electrical railway and clear passage for railway traffic. Railway constructions must be notified to advance information system. Sheet pile wall is the most common wall in railway excavations.

Train loads are distributed according to LM71-layout and the trains' design axle load is 25 tons. Strong vibration caused by railway traffic affects earth pressure permanently.

Three basic railway excavation models were generated (cohesion, layered and non-cohesive soil). Sheet pile walls were examined in Novapoint GeoCalc 1.1.1, PLAXIS 2D version 8.7, PLAXIS 3D Tunnel version 2.0, and MS Saarelma. GeoCalc and MS Saarelma model geotechnical cases by spring-beam-model which doesn't allow the real shapes of railway embankment in model. Two models were generated with PLAXIS: the first's geometry equals to GeoCalc and MS Saarelma (PLAXIS 2D GC), and the second's geometry equals to the real shapes of railway embankment where the anchor has been attached to the opposite sheet pile wall.

When examined pressure-displacement behavior, the results of PLAXIS 2D GC- and MS Saarelma -models were in practice the same. The results of GeoCalc differ notably from other programs' results. Train load was studied in 2D and 3D environment with PLAXIS and GeoCalc. It was detected that displacements in 3D models were smaller than the corresponding 2D models' displacements. Modeling the opposite sheet pile wall had a significant effect to the wall's displacements.

Soil modulus was studied through k exponent and departure from practice was identified when exponent k was 0 or 1. Overconsolidation of soil due to excavation and conservation of earth pressure at rest on the excavation side was examined by elastic, Mayne & Kulhawy and pressure at rest K_0 method. The results of K_0 method differed at times from the other results. Pore pressure was examined in PLAXIS 2D. The core area of pressing pore pressure lied beneath the train load at the top of the clay layer. To the excavation side and around the sheet pile wall was developed a sucking pore pressure. Differences in bending moment diagrams were observed between GeoCalc's and other programs' results.

According to this study GeoCalc has lacks which are among others the brief manual and iteration problems with calculations. GeoCalc is easy to use but the user must understand the program's principles and different parameters' and factors' effect to the results before the results are reliable.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä WSP Finland Oy:ssä ja Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennus ja maamekaniikan laboratoriossa. Työn tilaajana ja rahoittajana toimi Ratahallintokeskus.

Työn valvojana toimi Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion professori Pauli Vepsäläinen. Työn ohjaajana toimi DI Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä. Lisäksi ohjausryhmään kuului DI Kari-Matti ”Ville” Malmivaara WSP Finland Oy:stä.

Haluan kiittää työn tilaajaa ja rahoittajaa, erityisesti Erkki Mäkelää, diplomityöni aiheesta. Kiitokset ohjausryhmäni jäsenille saamastani ohjauksesta ja kritiikistä, sekä antamastanne palautteesta.

Haluan kiittää Timo Stapelfeldtiä, Tim Länsivaaraa, Lauri Aaltosta, Kai Gulinia sekä Timo Birlingiä saamistani neuvoista, avuista sekä kannustuksesta työn aikana.

Erityiskiitokset esitän perheelleni ja ystäväilleni: kiitos mielenkiinnostanne, tuestanne ja kannustuksestanne tämän pitkän prosessin aikana.

Espoossa, marraskuussa 2008

Anu Tran

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT	3
ALKUSANAT	4
SISÄLLYSLUETTELO	5
MERKINNÄT	8
1 JOHDANTO	10
1.1 Tausta	10
1.2 Työn rakenne	10
1.3 Tutkimuskysymykset	10
1.4 Tavoitteet	11
2 RATAYMPÄRISTÖ	12
2.1 Raideliikenne	12
2.2 Työskentely sähköistetyllä radalla	12
2.3 Aukean tilan ulottuma ATU	15
2.4 Ennakkotietojärjestelmä ETJ	15
2.5 Kustannukset	15
2.6 Tärinä	17
2.7 Painumat ja siirtymät	17
3 KUORMAT	20
3.1 Junakuormat	20
3.2 Maanpaine	22
3.2.1 Siirtymien vaikutus maanpaineeseen	22
3.2.2 Maanpaineen laskeminen	25
3.2.3 Maanpaineen jakautuminen	27
3.2.4 Tärinän vaikutus maanpaineeseen	28
3.3 Muodonmuutosominaisuudet	29
3.3.1 Yleistä	29
3.3.2 Kokoonpuristumisen lajit	30
3.4 Vedenpaine	31
3.4.1 Yleistä	31
3.4.2 Hydraulinen murtuminen	33
3.4.3 Huokosvedenpaine	34

3.5	Muut tukirakenteeseen kohdistuvat kuormat	35
3.5.1	<i>Onnettomuuskuorma</i>	35
3.5.2	<i>Routa</i>	35
4	TAVALLISIMMAT TUKISEINÄRAKENTEET.....	36
4.1	Teräsponsittiseinä	36
4.2	Settiseinä	37
4.3	Tuentatavat ja ankkurointi.....	38
4.3.1	<i>Sisäpuolinen tuenta</i>	38
4.3.2	<i>Ulkopuolinen tuenta</i>	39
4.3.3	<i>Tukiseinän alapään tuenta</i>	40
5	LASKENTAOHJELMIEN TEORIAM.....	41
5.1	Yleistä	41
5.2	Novapoint GeoCalc.....	41
5.2.1	<i>Yleistä</i>	41
5.2.2	<i>Maanpaine-siirtymä-mallit</i>	44
5.2.3	<i>Maan muodonmuutosmoduuli</i>	48
5.2.4	<i>Lepopaine ja lepopaineen säilyminen kaivannon puolella</i>	49
5.3	PLAXIS 2D	52
5.3.1	<i>Yleistä</i>	52
5.3.2	<i>Mohr-Coulomb -malli</i>	54
5.3.3	<i>Hardening Soil -malli – maan myötölujuusmalli</i>	56
5.4	PLAXIS 3D Tunnel.....	59
5.4.1	<i>Yleistä</i>	59
6	TUETTUIJEN KAIVANTOJEN MALLINTAMINEN	61
6.1	Mallintamisen perustilanteet	61
6.1.1	<i>Geometria</i>	61
6.1.2	<i>Ohjelmissa käytettävät mallit</i>	64
6.1.3	<i>Laskentaohjelmiin syötettävät parametrit</i>	68
6.1.4	<i>Junakuormat</i>	69
7	LASKENTAOHJELMIEN TULOKSET JA NIIDEN VERTAILU	70
7.1	Maanpaine-siirtymä-mallit.....	70
7.2	Maan muodonmuutosmoduuli	75
7.3	Lepopaine ja lepopaineen säilyminen	81
7.4	Junakuormat sekä maan muodonmuutoskäyttäytyminen 2D- ja 3D-tasoilla.....	87

7.5	Huokosylipaineen kehittyminen	89
7.6	Momentti	91
7.7	PLAXIS-ohjelman plastiset pisteet	93
8	JOHTOPÄÄTÖKSET	95
8.1	Maanpaine-siirtymä-mallit	95
8.1.1	<i>Johtopäätökset</i>	95
8.1.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	96
8.1.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	97
8.2	Maan muodonmuutosmoduuli	98
8.2.1	<i>Johtopäätökset</i>	98
8.2.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	98
8.2.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	99
8.3	Lepopaineen säilyminen	99
8.3.1	<i>Johtopäätökset</i>	99
8.3.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	100
8.3.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	100
8.4	Junakuormat	100
8.4.1	<i>Johtopäätökset</i>	100
8.4.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	101
8.4.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	102
8.5	Huokosylipaineen kehittyminen	102
8.5.1	<i>Johtopäätökset</i>	102
8.5.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	103
8.5.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	103
8.6	Momentti	104
8.6.1	<i>Johtopäätökset</i>	104
8.6.2	<i>Käyttökokemukset ja suositukset</i>	104
8.6.3	<i>Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin</i>	105
8.7	PLAXIS-ohjelman plastiset pisteet	105
8.8	Yleistä käyttökokemuksista ja suosituksista	105
	KIRJALLISUUS	108

MERKINNÄT

c	Koheesio
E	Kimmomoduuli
E_h^*	Näennäinen vaakasuora moduuli (GeoCalc)
E_{oed}	PLAXIS-ohjelman kokoonpuristuvuusmoduuli M
E_{ref}	PLAXIS-ohjelman kimmomoduuli
E_{ur}	Kolmiakσιαalikokeesta saatava palautusmoduuli
E_{50}	Kolmiakσιαalikokeesta saatava sekanttimoduuli standardi
G	Leikkausmoduuli
h	Maakerroksen paksuus
h_c	Kapillaarinen nousukorkeus
i_a ja i_p	Hydraulinen gradientti
K	Tilavuudenmuutosmoduuli
k	Maan jännitystilankerroin
K_a	Aktiivisen maanpaineen kerroin
K_i	Kerroin junille sysäyskerrointa määritettäessä
k_i	Jousivakio
K_p	Passiivisen maanpaineen kerroin
k_x, k_y ja k_z	Veden virtausnopeus x -, y - ja z -suunnissa (PLAXIS)
K_0	Lepopaine kerroin
K_{0OCR}	Ylikonsolidoituneen maan lepopaine kerroin (GeoCalc)
K_{0ud}	Suljetun tilan lepopaine kerroin (GeoCalc)
K_0'	Avoimen tilan lepopaine kerroin
M	Kokoonpuristuvuusmoduuli
m	Moduuliluku
n	Kerroin radan kuntoluokalle sysäyskerrointa määritettäessä
p	Kuorma
p_0	Lepopaine
p_a	Aktiivinen maanpaine
p_p	Passiivinen maanpaine
O_{vk} ja Δq_{vk}	Akselikuorma
\tilde{q}	Deviatorinen jännitys
q_{vk}	Junakuorman aiheuttama staattinen nauhakuorma
R_f	Jousen lineaarisuus
u	Huokosvedenpaine
V	Junan liikennöintinopeus
α	Tuloskäyrälle piirretyn sekantin kaltevuuskulma
β	Jännityseksponentti
γ	Maan tilavuuspaino
γ'	Maan tehokas tilavuuspaino
γ_a'	Maan tehokas tilavuuspaino aktiivisen maanpaineen puolella

γ_p'	Maan tehokas tilavuuspaino passiivisen maanpaineen puolella
γ_{sat}	Vedellä kyllästyneen maan tilavuuspaino
γ_w	Veden tilavuuspaino
δ_{ya} ja δ_{yp}	Suhteellinen siirtymä aktiiviselle ja passiiviselle maanpaineelle (GeoCalc)
$\underline{\varepsilon}$	Muodonmuutos (PLAXIS)
$\underline{\varepsilon}^e$	Muodonmuutoksen elastinen osa (PLAXIS)
$\underline{\varepsilon}^p$	Muodonmuutoksen plastinen osa (PLAXIS)
$\Delta\varepsilon$	Näytteen suhteellinen kokoonpuristuma
ξ_{50a} ja ξ_{50p}	Maanpaineen 50 % muutokseen tarvittava suhteellinen siirtymä aktiiviselle ja passiiviselle maanpaineelle
σ_a	Vertailujännitys, 100 kPa
σ_v	Pystysuora jännitys
σ'	Murtopinnalla sijaitseva vallitseva normaalijännitys
σ_{rae}'	Raepaine
$\Delta\sigma$	Kokoonpuristuvuuskokeen jännityslisäys
τ	Murtopinnalla sijaitseva vallitseva leikkausjännitys
ν	Poissonin luku
φ_v	Sysäyskerroin
ψ	Dilataatiokulma
ϕ	Kitkakulma
ATU	Aukean tilan ulottuma
DCM	Displacement Controlled Model, DCM-malli
ETJ	Ennakkotietojärjestelmä
MCM	Modulus Controlled Model, MCM-malli
OCR	Over Consolidation Ratio, ylikonsolidoitumisaste
PLAXIS 2D GC	PLAXIS 2D -ohjelman malli, jossa ratapenger on mallinnettu GeoCalc-ohjelman mallin mukaisesti
PLAXIS 2D todellinen	PLAXIS 2D -ohjelman malli, jossa ratapenger on mallinnettu todellisen muotoisena
PLAXIS 3D GC	PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman malli, jossa ratapenger on mallinnettu GeoCalc-ohjelman mallin mukaisesti
RHK	Ratahallintokeskus

1 JOHDANTO

1.1 Tausta

Rakentamisessa tarvitaan usein kaivantoja, jotta rakentaminen olisi mahdollista rakennetussa ympäristössä tai luonnollisen maanpinnan alapuolella. Rataympäristössä tehdään ratakaivantoja, esimerkiksi kun olemassa olevan radan viereen rakennetaan lisäraide tai sillanrakentamista tehdään rataympäristön välittömässä läheisyydessä.

Suomessa ei ole olemassa yhtenäistä ratakaivannon suunnitteluohjetta. Ratakaivanto-suunnitelmat ovat vaihdelleet esitysmuodoiltaan suunnittelijakohtaisesti. Suunnitelmat tarkastaa Ratahallintokeskuksen nimeämä konsultti (muun muassa Oy VR-Rata Ab). Suunnitelmia on usein jouduttu korjaamaan, koska esitetyt suunnitelmat eivät ole olleet toteuttamiskelpoisia. Rakentaminen voidaan aloittaa vasta, kun suunnitelmat on tarkastettu, korjattu ja hyväksytty.

1.2 Työn rakenne

Diplomityö koostuu kirjallisuus- ja tutkimusosasta, joka muodostuu tietokoneohjelmilla tehdyistä laskelmista. Työssä keskitytään ratakaivantojen mitoittamiseen – rakentamista ja rakentamismenetelmiä ei tässä työssä käsitellä.

Diplomityön kirjallisuustutkimuksessa perehdytään rataympäristöön ja sen piirteisiin, tukiseiniin kohdistuviin kuormiin, esimerkiksi junakuormiin ja maanpaineisiin, sekä ratakaivannoissa yleisimmin käytettyihin tukiseiniin. Tutkimusosan laskelmat tehdään GeoCalc-, PLAXIS 2D-, PLAXIS 3D Tunnel- sekä MS Saarelna -ohjelmilla.

1.3 Tutkimuskysymykset

Diplomityössä tutkitaan tapauksia, joissa ratapenger sijaitsee erilaisilla maapohjilla. Työn tarkoituksena on selvittää ja tutkia muun muassa

- Mitä piirteitä rataympäristössä on huomioitava tukiseiniä mitoittaessa ja rakentaessa?
- Mitä erilaisia kuormia tukiseiniin kohdistuu?
- Minkälaisia tukiseiniä on yleisesti käytetty ratakaivannoissa?

- Miten lepopaineen säilyminen vaikuttaa tukiseinän siirtymisiin?
- Millainen on maan muodonmuutoskäyttäytyminen 2D- ja 3D-malleissa?
- Miten huokosveden ylipaine kehittyy ratakaivannossa?
- Miten eri laskentaohjelmien tulokset eroavat toisistaan?

1.4 Tavoitteet

Diplomityötä ryhdyttiin tekemään esityöksi Ratateknisten ohjeiden osalle 3 (RATO 3 2005) tehtävälle tukiseinärakenteiden mitoitusohjeelle. Diplomityön tavoitteena on saada tietoa GeoCalc-ohjelman käyttökelpoisuudesta ratakaivantojen mallintamiseen. GeoCalc-ohjelman tuloksia verrataan PLAXIS- ja MS Saarema -ohjelmien vastaaviin tuloksiin. Laskelmien avulla tutkitaan, miten maa ja tukiseinärakenteet käyttäytyvät rataympäristössä ja minkälaisia eroja eri laskentaohjelmien välillä on.

2 RATAYMPÄRISTÖ

2.1 Raideliikenne

Suomen rataverkosto on jatkuvasti junaliikenteen käytössä ja monen joukkoliikenteen käyttäjän liikkuminen on junaliikenteen tarjoamien palvelujen varassa. Tämän vuoksi junaliikenteen rajoittaminen tai pysäyttäminen rakentamisen johdosta on yleensä mahdotonta: tavarajunien aikatauluja on mahdollista siirtää, mutta henkilöjunien aikataulujen siirtäminen on lähes mahdotonta (Laatunen 2001).

Junaliikenteen vuoksi ratakaivannon rakentaminen joudutaan tavallisesti vaiheistamaan. Pitkiä liikennekatkoja on juhlapyhinä ja viikonloppuöiksi voidaan järjestää useampien tuntien liikennekatkoja. Kaikki yli 30 minuutin pituiset raidevarausten mahdollisuudet kannattaa ottaa huomioon työvaihesuunnittelussa. Rakentamisen kokonaisaikataulu pyritään tekemään mahdollisimman lyhyeksi, jolloin junaliikennettä häiritään mahdollisimman vähän. Liian tiukkaa rakentamisaikataulua tulee kuitenkin välttää: tiukan aikataulun pettäessä joudutaan vaiheistamisen suunnittelu tekemään uudestaan rakentamattomien vaiheiden osalta, joka pidentää rakentamisaikaa entisestään. Rakentaessa tulee muistaa, ettei junaliikenteen sujuvuus saa vaarantua ratakaivantoja rakennettaessa ja kaivantojen olemassa olon aikana. (Laatunen 2001)

2.2 Työskentely sähköistetyllä radalla

Suomen valtion omistamasta rataverkosta noin 52 % on sähköistetty vuodesta 1965 lähtien (<https://rhk-fi.directo.fi/>). Sähköradalla tai sen läheisyydessä työskentelevien henkilöiden on noudatettava Ratahallintokeskuksen julkaisua ”Sähköratamääräykset”. Esimiehen tulee jakaa julkaisu kaikille työntekijöille, jotka työskentelevät sähkölaitteiden parissa. Lisäksi sähköradalla työskenteleville henkilöille on järjestettävä riittävä sähkörataa koskeva turvallisuuskoulutus. (RATO 5 2005)

Sähköistetyn radan käsite tarkoittaa tavanomaisia radan rakenteita, sekä vetokaluston käyttämän sähköisen energian muuntamista ja siirtoa. Lisäksi sähköistetyn radan piiriin kuuluvat radan toiminnan turvaamiseen ja vaaratekijöiden poistamiseen tarvittavat laitteet ja rakenteet. (RATO 5 2005)

Vetokalusto saa tarvitsemansa tehon syöttöasemalta ajolangan ja virroittimen kautta sähkömoottoriin. Paluuvirta kulkee kaluston kautta kiskoihin, joista toinen tai molemmat toimivat paluukiskona. Paluuvirta vedetään imumuuntajien avulla takaisin syöttöasemalle. Paluukiskon katkeaman yli vaikuttaa potentiaaliero eli katkeamajännite, joka voi olla hengenvaarallinen. Suorittaessa radan kunnossapitotöitä, jotka edellyttävät paluuvirtatien katkaisemista, tulee työt suorittaa RATO 5 annettujen erityisohjeiden mukaan. (RATO 5 2005)

Pienin työskentelyetäisyys tarkoittaa sitä vapaata ilmapäliä, joka tulee säilyä työntekijän kehon minkä tahansa osan, käsiteltävän työkalun, -koneen tai työssä tarvittavan aineen ja jännitteisen osan välillä. Tarvittaessa pienin työskentelyetäisyys on rajattava tai merkittävä selvästi. Taulukoissa 1 ja 2 on esitetty pienimpiä työskentelyetäisyyksiä ratajohdon jännitteisistä osista. (Ratahallintokeskus 2006)

Työkoneen runko maadoitetaan paluukiskoon, jos on olemassa vaara tai syy, jonka vuoksi työkone ulottuu taulukon 2 vähimmäisetäisyyksiä lähemmäksi ratajohdon jännitteisiin osiin. (Ratahallintokeskus 2006)

Taulukko 1. Työntekijän pienin työskentelyetäisyys ratajohdon jännitteisistä osista (Ratahallintokeskus 2006)

Työntekijä	Pienin työskentelyetäisyys 25 kV jännitteisistä osista		Pienin työskentelyetäisyys paluujohtimesta	
	Sivulla	Alapuolella	Sivulla	Alapuolella
Sähköalan ammattihenkilö	1,5 m	1,0 m	0,5 m	0,5 m
Tehtävään opastettu henkilö	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m

Taulukko 2. Työkoneen pienin työskentelyetäisyys ratajohdon jännitteisistä osista (Ratahallintokeskus 2006)

Työkone	Pienin työskentelyetäisyys 25 kV jännitteisistä osista		Pienin työskentelyetäisyys paluujohtimesta	
	Sivulla	Alapuolella	Sivulla	Alapuolella
Nostokorkeuden rajoittimella varustettu kiskoilla kulkeva työkone 1) 2) 4) 5) 6)	3,0 m	1,0 m	2,0 m	1,0 m
Nostokorkeuden rajoittimella varustettu liikkuva tai siirrettävä kone 2) 3) 4) 5) 6)	3,0 m	1,5 m	2,0 m	1,5 m
Muu liikkuva tai siirrettävä kone ilman nostokorkeuden rajoitinta 2) 4) 5)	3,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m

- 1) Kiskoilla kulkeva työkone, jonka liikkuvien osien toiminta on viranomaisten hyväksymällä tavalla rajoitettu enintään 5,0 m korkeuteen kiskon selästä.
- 2) Ennen työskentelyn aloittamista urakoitsijan on annettava työntekijöille riittävä opastus, josta on kirjattu merkintä työmaapöytäkirjassa tai vastaavassa.
- 3) Rajoittimella varustetun työkoneen, joka ei kulje kiskoilla, ylin toimintakorkeus on 4,5 m kiskon selästä.
- 4) Jos joissakin sähkörataan kohdistuvissa erityistöissä joudutaan alittamaan taulukon 2 vähimmäisetäisyydet 25 kV jännitteisistä osista ja paluujohtimesta, tähän tulee saada kyseisen sähkölaitteiston käytön johtajan lupa. Käytön johtaja antaa tarkemmat ohjeet työn suorittajalle.
- 5) Alueet, joilla ajolangan korkeus on normaalia pienempi, merkitään pylvääseen kiinnitettävällä kilvellä, jossa on teksti: ”Ajolangan korkeus alle 6,0 m”. Tällaisilla alueilla työskentely edellyttää joko jännitekatkon tai sellaiset työmenetelmät, että taulukon 2 vähimmäisetäisyydet 25 kV jännitteisistä osista ja paluujohtimista säilytetään työn kaikissa vaiheissa.
- 6) Rajoittimen toiminta on tarkastettava ennen työn aloittamista. Työkoneen haltija vastaa siitä, että rajoitin on oikein mitoitettu, ja työstä vastaavan henkilön on tarkistettava, että se on käytössä.

2.3 Aukean tilan ulottuma ATU

Aukean tilan ulottuma ATU tarkoittaa pitkin raidetta ulottuvaa tilaa, jonka sisäpuolella ei saa olla kiinteitä rakenteita eikä laitteita. ATU:n mitat ovat minimimittoja ja ne ovat voimassa kaikissa olosuhteissa, ottamalla kuitenkin huomioon rakentamis- ja kunnossapitotoleranssit. ATU:n muoto ja mitat on esitetty kuvassa 1. (RATO 2 2002)

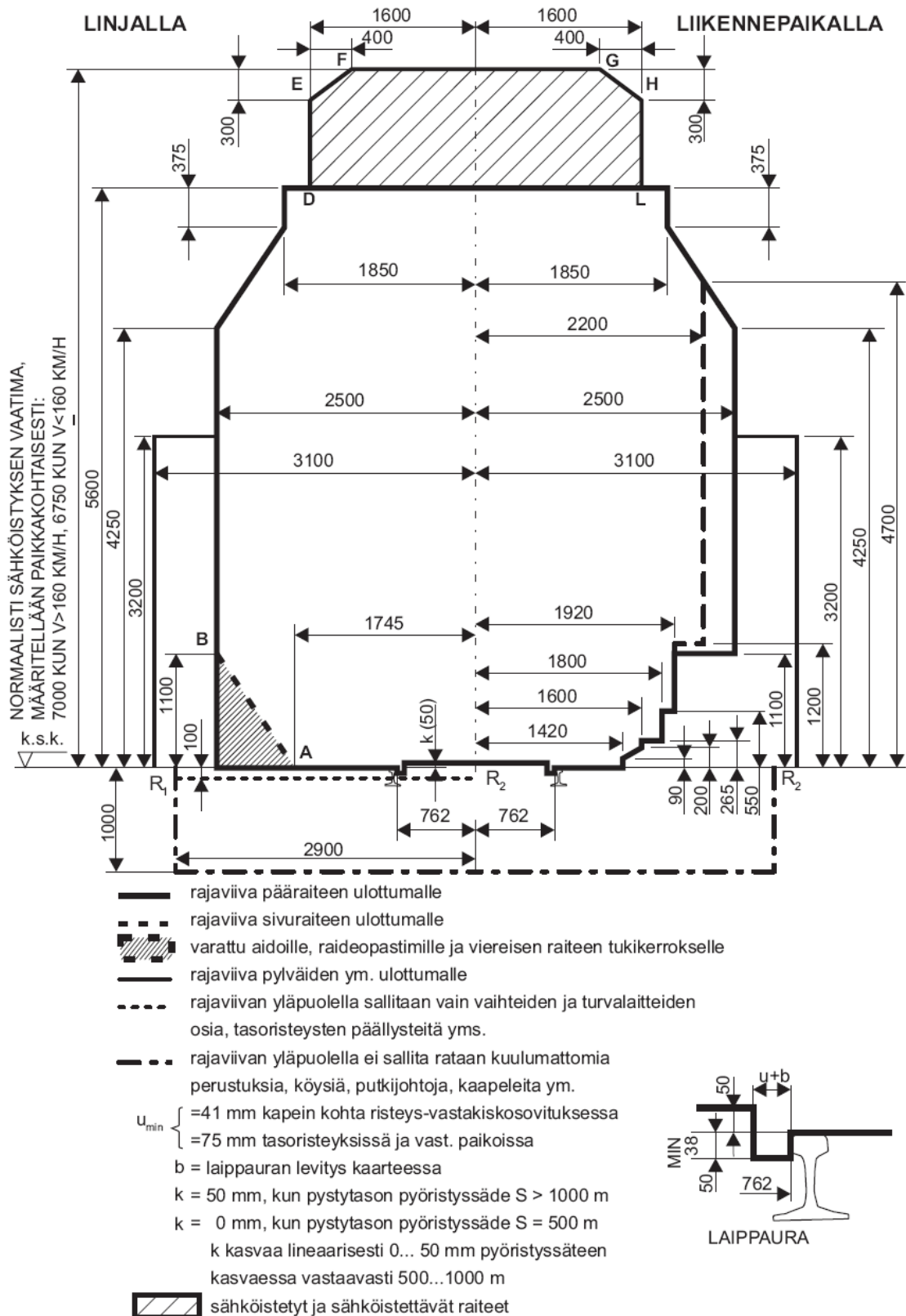
Raideliikennekatkon jälkeen ei tukiseinän osia saa jäädä ATU:n sisäpuolelle junaliikennettä estämään tai häiritsemään. Jos teräsponttiprofiilin yläpää jää ATU:n sisäpuolelle, esimerkiksi kun profiilia ei jostain syystä pystytty lyömään tavoitesyvyYTEensä, tulee profiilin yläpää leikata ennen junaliikenteen alkamista. Lisäksi on huolehdittava, että jokaisen liikennekatkon jälkeen ei jää rakentamiskalustoa tai muita laitteita ATU:n sisäpuolelle junaliikennettä estämään tai häiritsemään.

2.4 Ennakkotietojärjestelmä ETJ

Ratahallintokeskus RHK hallinnoi Suomen rataverkkoa. RHK:lla on käytössään ennakkotietojärjestelmä ETJ, jonka tarkoituksena on varmistaa liikenneturvallisuus. ETJ:stä tulostetaan kuljettajalle ennen junan lähtöä junareittiä koskevia tietoja, kuten radalla olevista, liikenneturvallisuuteen vaikuttavista, normaalista poikkeavista liikenneolosuhteista ja ratatöistä (Soini & Muhonen 2003). Ratatyöt, jotka eivät häiritse junaliikennettä, mutta joista saattaa syntyä tilapäisiä nopeusrajoituksia, tulee ilmoittaa rautatieliikenteen harjoittajille ja ETJ:ään vähintään kaksi viikkoa ennen työn aloittamista (Ratahallintokeskus 2007). Ratakaivannot kuuluvat ratatöihin, joista tulee aina ilmoittaa ETJ:ään.

2.5 Kustannukset

Junaliikenneonnettomuuksista aiheutuvat vahingot nousevat kustannuksiltaan moninkertaisiksi verrattuna rakentamiskustannussäästöihin. Myös junaliikenteen myöhästely aikataulustaan aiheuttaa lisäkustannuksia, koska liikenteen myöhästymisen vilkkaalla rataosuudella heijastuu herkästi muuhun rataverkostoon. Hyvällä ja huolellisella suunnittelulla voidaan syntyvät rakentamiskustannukset minimoida vaarantamatta turvallisuutta ja junaliikenteen sujuvuutta. (Laatunen 2001)



Kuva 1. Aukean tilan ulottuman mitat suoralla raiteella (Ratahallintokeskus 2005).

2.6 Tärinä

Tukiseinärakenteisiin kohdistuu tärinää junaliikenteen ohittaessa ratakaivantoa suurella nopeudella. Tärinän vaikutuksia voidaan ehkäistä rajoittamalla ratakaivannon vaikutusalueen junanopeuksia. Voimakas tärinä tulee ottaa huomioon tukiseinärakenteita mitoitettaessa, katso kohta 3.2.4.

2.7 Painumat ja siirtymät

Ratakaivantoa rakennettaessa on huolehdittava, ettei radan sallittuja painumia ylitetä. Raiteen painuessa huomattavasti yli sallittujen rajojen, voi raidegeometriaan aiheutunut muutos pahimmassa tapauksessa suistaa junan raiteilta aiheuttaen suuronnettomuuden vaaran ja sen seurauksena mahdollisten ihmishenkien menetyksen. (Laatunen 2001)

Radan pysyvän painuman enimmäisarvot on esitetty taulukossa 3 ja alusrakenneluokan määrittäminen taulukossa 4.

Taulukko 3. Tasaisen kokonaispainuman sekä pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot radalla (RATO 3 2005)

Radan alusrakenne- luokka	Painuma- aika 100 vuotta	Painuma-aika 0...2 vuotta		Painuma-aika 2...9 vuotta	
		Pituus- kaltevuuden muutos [%]	Sivuttais- kaltevuuden muutos [%]	Pituus- kaltevuuden muutos [%]	Sivuttais- kaltevuuden muutos [%]
0	800	0,4	0,8	0,4	0,8
1	800	0,3	0,6	0,3	0,6
2	500	0,2	0,4	0,2	0,4
3	300	0,12	0,3	0,12	0,3
4	100	0,1	0,2	0,1	0,2

Taulukko 4. Radan alusrakenneluokat (RATO 3 2005)

Radan alusrakenneluokka	Henkilöliikenteen suurin sallittu nopeus, V [km/h]	Tavaraliikenteen suurin sallittu nopeus 25 t akselipainolla, V [km/h]
0	≤ 50	≤ 40
1	≤ 120	≤ 60
2	≤ 200	≤ 80
3	≤ 250	≤ 100
4	> 250	> 100

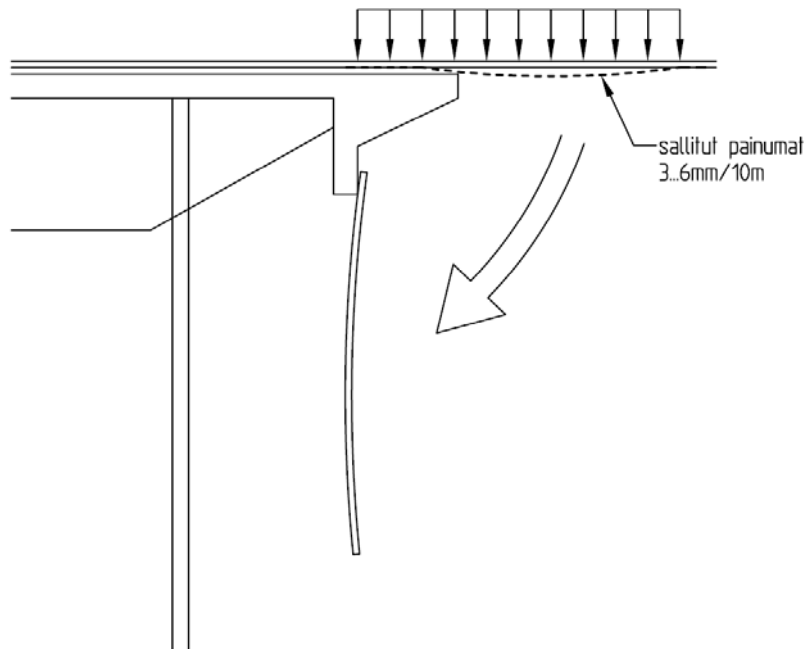
Olemassa olevilla maanvaraisesti perustetuilla radoilla tapahtuu palautuvaa, kimmoista pystysuuntaista painumaa. Uusilla rataosuuksilla kimmoisen painuma saa olla 10 m matkalla enintään 3 mm ja vanhoilla rataosuuksilla 10 m matkalla 6 mm (Ratahallintokeskus 2008).

Junaratoja rakennetaan liikenteen risteyskohdilla usein silloille. Sillan päällä radan painumat ovat 0 mm, mutta sillan liittyessä maanvaraisesti perustetulle rataosuudelle siirrytään kimmoisasti painuvalle penkereelle. Ilman painumaerojen tasoitusta voi sillan ja penkereen rajakohdalle syntyä rajuja painumia. Painumia tasoitetaan sillan tulopenkereellä, jolle voidaan rakentaa muun muassa siirtymälaattoja tai -kiiloja. Eräs tapa pienentää painumia on pysyvien ja riittävän jäykkien tukiseinärakenteiden rakentaminen ja liittäminen sillan rakenteisiin kuvan 2 mukaisesti. (Ratahallintokeskus 2008)

Seinät voidaan rakentaa kuvan 2 poikittaisen tukiseinän lisäksi myös radan pituussuunnassa radan molemmille puolille ja ankkuroimalla vastakkaiset seinät toisiinsa. Muodostuneella rakennelmalla sillan tulopenger niin sanotusti paketoidaan, joka pienentää penkereen painumia ja sivusuuntaisia siirtymiä sekä estää penkereen leviämisen. Tukiseinärakenteiden taivutusjäykkyyden tulee olla riittävä, jotta seinät kestävät niille kohdistuvat maanpaineet. (Ratahallintokeskus 2008)

Ratakaivannon aiheuttamia painumia ja siirtymiä tulee seurata tarkkailumittauksin. Hyvin suunnitellun ja rakennetun tukiseinärakenteen yläpään liikkeet ovat noin 20 - 30 mm. Tarkkailumittauksien perusteella voidaan junaliikenteen nopeuksia alentaa

sopiviksi ratakaivannon kohdalla, jotta tukiseinärakenteen siirtymät eivät muodostu liian suuriksi. Junaliikenteen nopeutta rajoitetaan ratakaivannon kohdalla tavallisesti ≤ 80 km/h. (Laatunen 2001)



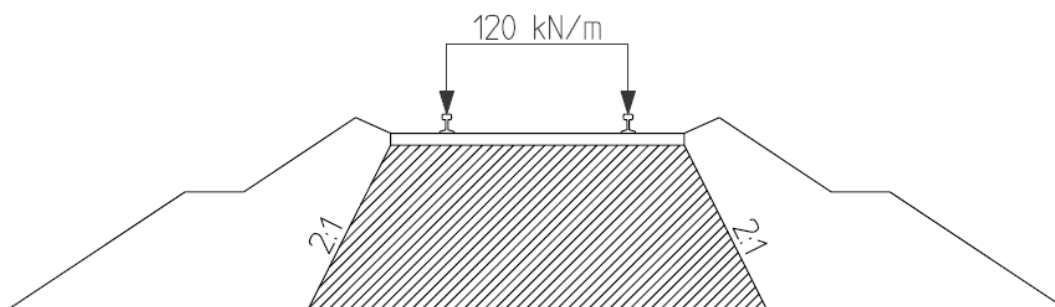
Kuva 2. Sillan tulopenger ja siltarakenteisiin kiinnitetty tukiseinä (Ratahallintokeskus 2008).

Painumien syntymistä on käsitelty enemmän kohdassa 3.3.

3 KUORMAT

3.1 Junakuormat

Ratakaivantoon kohdistuvat junakuormat ovat hetkittäisiä, jotka kestävät junaliikenteen ohittamisen pituisen ajan. Junaliikenteen aiheuttamat liikennekuormat lasketaan Suomessa noudattaen ohjetta ”Tuettujen kaivantojen suunnittelu rautatiealueiden kaivantotöissä” (VR Georyhmä 1993). Ohjeen mukaan junaliikenteen aiheuttama liikennekuorma sysäyslisineen ratapenkereellä on 120 kN/m, joka vastaa junan akselipainoluokkaa 20 tonnia. Pystysuora junakuorma jakautuu RATO 3:n mukaan ratapölkkyjen kautta penkereeseen 2:1 -menetelmän mukaisesti, joka on esitetty kuvassa 3. (Laatunen 2001, RATO 3 2005)

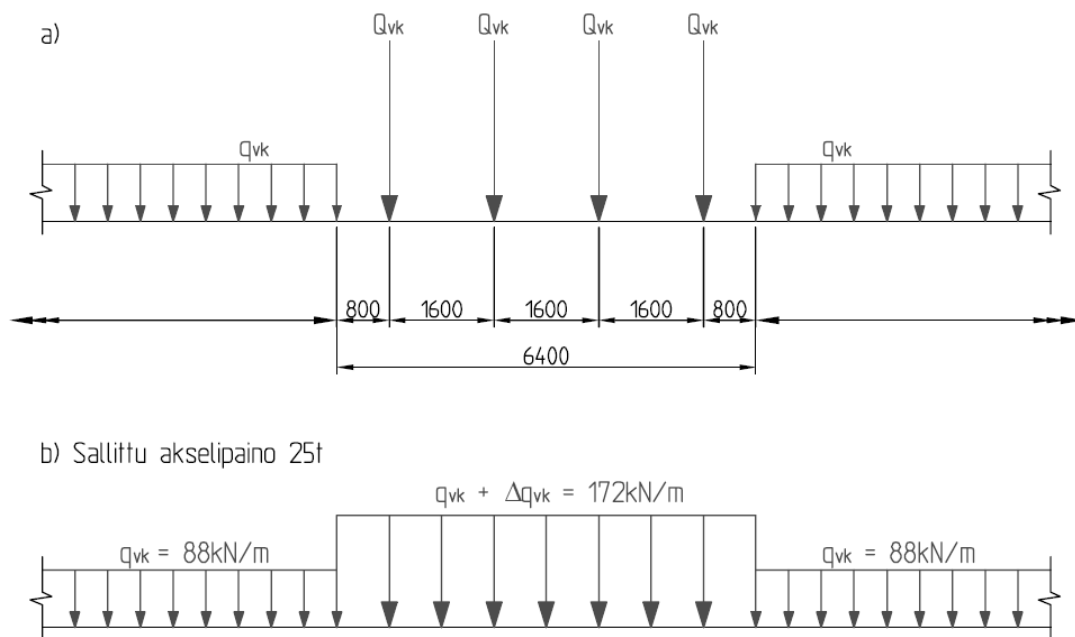


Kuva 3. Liikennekuorman jakautuminen maarakenteissa pohjamaan kantavuuslaskelmissa (VR Georyhmä 1993).

Junakuormat jakautuvat Eurokoodin kuormakaavion LM71 mukaisesti, joka muodostuu paikallaan olevan junan aiheuttamasta staattisesta nauhakuormasta q_{vk} ja neljästä akselikuormasta Q_{vk} (tai Δq_{vk} :sta). Akselikuormat vaikuttavat 6,4 m pituisella matkalla ja akselien etäisyys toisistaan on 1,6 m. Kuormakaavio on esitetty kuvassa 4a. (RATO 3 2005)

Nykyisissä ohjeissa käytettävä junaliikenteen aiheuttama liikennekuorma 120 kN/m ei vastaa nykyisten junien akselipainoja, jotka ovat nousseet akselipainoluokkaan 25 tonnia. Taulukossa 5 on esitetty junan eri akselipainoa vastaavat staattisen nauha- ja akselikuormien arvot LM71-kaaviossa. Taulukon mukaan akselipainoa 25 tonnia vastaava nauhakuorma on $q_{vk} + \Delta q_{vk}$ eli 172 kN/m. Nauhakuorma voidaan laskea myös akselikuormista summaamalla neljä akselikuormaa ja jakamalla saatu summa akselikuorman vaikutusalueella ($275 \text{ kN} \times 4 / 6,4 \text{ m}$). Akselipainoa 25 tonnia vastaavat

mitoituskuormat on sijoitettu kuormakaavioon LM71:n mukaisesti kuvassa 4b. (Laatunen 2001, RATO 3 2005)



Kuva 4. a) Eurokoodin mukainen kuormakaavio LM71 (RATO 3 2005) ja

b) junan akselipainoa 25 tonnia vastaavat nauhakuormat.

Taulukko 5. Kuormakaavion LM71 mitoitusakselipainot, tunnuksat, staattiset nauhakuormat ja akselikuormien arvot (RATO 3 2005)

Kaluston sallittu akselipaino [tonnia]	Mitoitus- kuormakaavion tunnus	Mitoitus- kuormakaavion nauhakuorma q_{vk} [kN/m]	Δq_{vk} [kN/m]	Mitoitus- kuormakaavion akselikuormat Q_{vk} [kN]
17	LM71-17	60	58	188
22,5	LM71-22,5	80	76	250
25	LM71-25	88	84	275
30	LM71-30	106	102	333
35	LM71-35	120	111	370

Kun mitoitettava kuorma aiheutuu liikkuvasta junasta, kerrotaan staattinen junakuorma sysäyskerroimella ϕ_v . Sysäyskerroin lasketaan kaavojen (1) ja (2) sekä taulukon 6 avulla (RATO 3 2005):

$$\varphi_v = 1 + n \left(1 + 0,5 \frac{V - 60}{K_i} \right), \text{ kun } V > 60 \text{ km/h}, \quad (1)$$

$$\varphi_v = 1 + n, \text{ kun } V \leq 60 \text{ km/h}, \quad (2)$$

jossa n on taulukosta 6 riippuva kerroin,

V on junan liikennöintinopeus rataosuudella,

K_i on 80 tavarajunilla ja

K_i on 190 matkustajajunilla.

Taulukko 6. n-kertoimen määrittäminen

Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	n
Korkea kunnossapitotaso	1A, 1AA	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1-4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5-6	0,25

Ratakaivantojen kohdalle ei ole käytännössä mahdollista asettaa junaliikenteelle painorajoitusta rakentamisen ajaksi, mutta junaliikenteen nopeutta voidaan rajoittaa. Nopeuden alentamisella on myönteisiä vaikutuksia ratakaivannolle: mitä pienempi junaliikenteen nopeus on, sitä vähemmän tukiseinään kohdistuu voimakasta liikennetärintää. Samalla kuormittavan maanpaineen suuruus pienenee liikennetärintän vähentyessä. Tärintän vaikutuksia on käsitelty enemmän kohdassa 3.2.4.

3.2 Maanpaine

3.2.1 Siirtymien vaikutus maanpaineeseen

Maanpaine tarkoittaa maamassan itsensä tai ulkoisen kuormituksen aiheuttamaa kosketuspainetta pystysuoraa tai kaltevaa rakennetta vastaan. Maanpaineen suuruus, suunta ja jakautuminen riippuvat maan laadusta ja lujuudesta sekä tukirakenteen liikkeistä, jotka voivat olla siirtymistä tai kiertymistä. (Rantamäki et al. 1979)

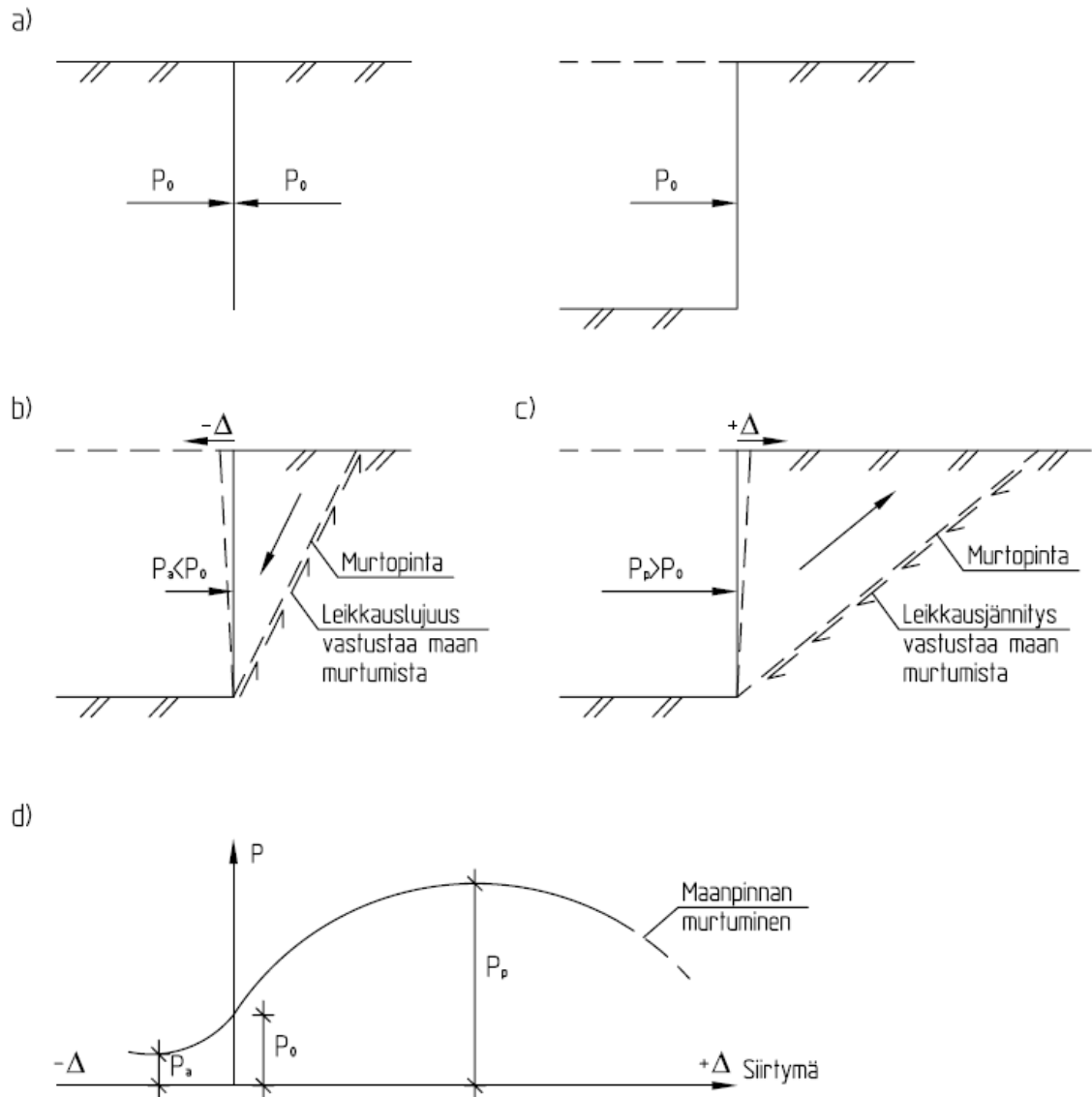
Oletetaan, että maahan on lyöty pystysuorasti ohut seinä, joka on täysin jäykkä. Seinä ei muuta maan sisäisiä jännitysolosuhteita ja liikkumattoman seinän molemmilla puolilla vallitsee samansuuruinen maanpaine. Seinän toiselta puolelta kaivetaan maa kokonaan pois seinän pysyessä edelleen liikkumattomana, jolloin seinään kohdistuu sama

maanpaine kuin ennen kaivua (kuva 5a). Tätä rakenteen ja maan liikkumattomuuteen perustuvaa maanpainetta kutsutaan lepopaineeksi p_0 . (Rantamäki et al. 1979)

Oletetaan samanlainen tilanne kuin edellä, mutta seinä liikkuu kaivun jälkeen hieman kaivantoon päin kiertyen alapäänsä ympäri tai suuntansa säilyttäen (kuva 5b). Seinän takana kaivamattomalla puolella olevaan maahan syntyy murtotilanne, jonka pinta on tason muotoinen. Murtopinnalla leikkausjännitys on murtohetkellä yhtä suuri kuin leikkauslujuus, joka vastustaa maan sortumista. Seinään kohdistuva maanpaine pienenee lepopaineesta maanpaineen minimiarvoon, jota kutsutaan aktiiviseksi maanpaineeksi p_a . (Rantamäki et al. 1979)

Oletetaan samanlainen tilanne kuin edellä, mutta seinä liikkuu kaivun jälkeen maamassaan päin kiertyen alapäänsä ympäri tai suuntansa säilyttäen (kuva 5c). Seinän takana olevaan maahan syntyy murtotilanne ja tasomaisessa murtopinnassa vaikuttavat leikkausjännitys ja -lujuus. Päinvastoin kuin edellä, maan liikkumista vastustaa nyt leikkausjännitys, joka on niin suuntautunut, että se kasvattaa seinän työntämiseen tarvittavan voiman ja yhtä suuren maanpaineen arvoa. Seinään vaikuttava maanpaine on tällaisessa tilanteessa suurimmillaan ja sitä kutsutaan passiiviseksi maanpaineeksi p_p . (Rantamäki et al. 1979)

Maanpaine voi saada arvoja, jotka vaihtelevat maanpaineen ääriarvojen – aktiivisen ja passiivisen maanpaineen – välillä. Tukiseinän yläpään siirtymät riippuvat aktiivi- ja passiivipaineen muodostumiseen tarvittavista siirtymistä. Kuvassa 5d on esitetty maanpaineen rajatilat siirtymän funktiona. Passiivisen maanpaineen kehittyminen edellyttää rakenteelta huomattavasti suurempaa siirtymää kuin aktiivisen maanpaineen kehittyminen. (Avellan & Tornivaara 1990)



Kuva 5. Maanpaineen rajatilat (Rantamäki et al. 1979):

- a) lepopaine p_0
- b) aktiivinen maanpaine p_a
- c) passiivinen maanpaine p_p ja
- d) maanpaineen rajatilat siirtymän funktiona.

Klassinen maanpaineteoria

Klassinen eli Coulombin maanpaineteoria perustuu tasoliukupintojen tarkasteluun huomioimalla tukiseinän ja liukupinnan välisen maamassan tasapainotila. Teorian mukaan murtotila vallitsee määrättyssä tasoliukupinnassa maamassan muiden osien ollessa kimmoisessa tilassa. Teoria ottaa lisäksi huomioon seinäkitkakulman, mutta tasapainotarkastelussa momenttitasapaino jätetään huomiotta. (Avellan & Tornivaara 1990)

Taulukossa 7 on esitetty tarvittavat siirtymät aktiivisen ja passiivisen maanpaineen kehittymiseksi klassisessa maanpaineteoriassa. Teorian lähtöoletuksena on, että seinärakenne siirtyy suuntansa säilyttäen tai kiertyen alapäänsä ympäri. (RIL 121 2004)

Taulukko 7. Maanpaineen kehittymiseksi tarvittava tukirakenteen siirtymä (RIL 121 2004)

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	$0,0005H_a^*$	$0,002H_p^{**}$
Löyhä hiekka	$0,002H_a$	$0,006H_p$
Kiinteä savi	$0,01H_a$	$0,02H_p$
Pehmeä savi	$0,02H_a$	$0,04H_p$

* H_a on seinän maassa olevan osan korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu

** H_p on seinän maassa olevan osan korkeus, johon passiivinen maanpaine kohdistuu

Käyttötilaan perustuva maanpaineteoria

Käyttötilaan perustuvat teoriat maamekaniikassa ovat lineaarisen kimmoteorian sovellutuksia ja maamassan oletetaan noudattavan Hooken lakia (katso Geomekaniikka I, luku 6). Kimmoteorian avulla voidaan määrittää joko analyyttisesti tai numeerisesti maamassan mielivaltaisiin pisteisiin vaikuttavat normaali- ja leikkausjännitykset sekä muodonmuutokset. Käyttötilaan perustuvia menetelmiä käytetään määritettäessä piste- ja viivakuormien aiheuttamia paineita jäykkiä siirtymättömiä lepopaineen kuormittamia rakenteita vastaan. (Avellan & Tornivaara 1990)

3.2.2 Maanpaineen laskeminen

Ratakaivantojen teräsponttiseinät kuuluvat taipuviin ja siirtyviin rakenteisiin ja niihin kohdistuva maanpaine lasketaan klassisen maanpaineteorian mukaan ottamalla huomioon maanpinnan kaltevuus, pohjasuhteet, pohjaveden taso ja sen virtaustila sekä tukiseinärakenteen muoto, asento, jäykkyys ja liikkumismahdollisuudet. Myös tukiseinän tuentatapa vaikuttaa maanpaineen suuruuteen. Laskennassa tarvittavat mitoitusparametrit määritetään maakerroksittain pohjatutkimuksilla. (RIL 181 1989)

Aktiivinen maanpaine siirtyvää jäykkää tai taipuvaa rakennetta vastaan lasketaan Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan kaavasta (3):

$$p_a = (\gamma h + p)K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (3)$$

ja passiivinen maanpaine kaavasta (4):

$$p_p = (\gamma h + p)K_p + 2c\sqrt{K_p}, \quad (4)$$

jossa p_a on aktiivinen maanpaine,

p_p on passiivinen maanpaine

γ on maan tilavuuspaino,

h on maakerroksen paksuus,

p on maan pinnalla vaikuttava kuorma,

c on koheesio,

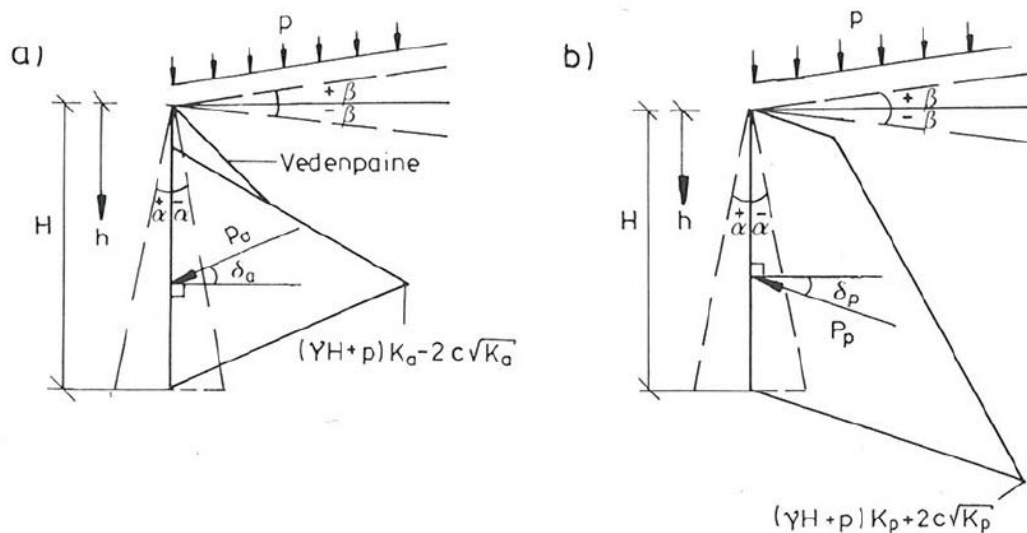
K_a on maanpainekerroin aktiiviselle maanpaineelle ja

K_p on maanpainekerroin passiiviselle maanpaineelle.

Maanpainekertoimet K_a ja K_p saadaan kaavasta (5) (RIL 181 1989):

$$K_a, K_p = \frac{\cos^2(\varphi \pm \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi \mp \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}. \quad (5)$$

Kaavassa (5) esiintyvien kertoimien merkitykset selviävät kuvasta 6.



Kuva 6. Maanpainekertoimien laskemiseksi tarvittavat kulmat (RIL 181 1989)

a) aktiiviselle maanpaineelle ja

b) passiiviselle maanpaineelle.

Lepopaine on aina suurempi kuin aktiivinen maanpaine. Lepopaine voidaan laskea Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan kaavalla (6):

$$p_0 = K_0(1 + \sin \beta)(\gamma h + p), \quad (6)$$

jossa β on maanpinnan kaltevuus. Lepopaineen maanpaine kerroin K_0 lasketaan kaavalla (7):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'. \quad (7)$$

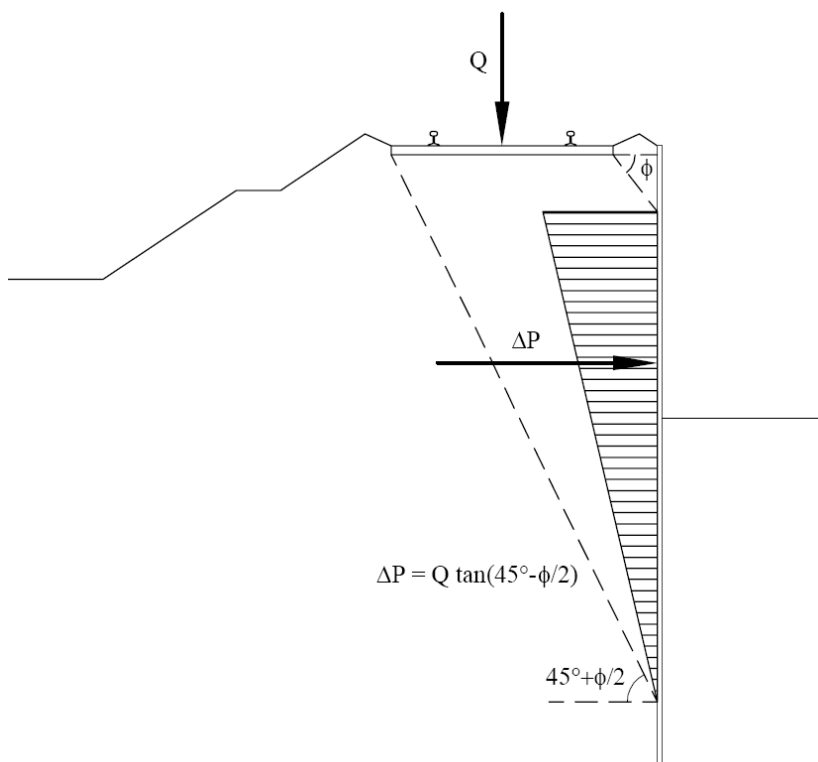
Kitkamaassa seinän ja maan välille muodostuu kitkaa, joka yleensä pienentää aktiivipainetta ja kasvattaa passiivipainetta. Kitka tulee huomioida maanpaine kertoimia määrittäessä. Erillisen selvityksen puuttuessa seinäkitkakulmaksi oletetaan aktiivipuolella $2/3$ ja passiivipuolella $1/2$ maan kitkakulmasta. Kitkamaassa aktiivi- ja passiivipaineet eivät vaikuta kohtisuoraan tukiseinää vastaan: aktiivipaineen suunta on vinosti alaspäin ja passiivipaineen suunta vinosti ylöspäin. (Korhonen et al. 1986)

Koheesiomaassa seinäkitkakulmaa ei muodostu seinän ja maan välille. Maanpaineen oletetaan vaikuttavan kohtisuorasti tukiseinään, ellei adheesiota synny. Adheesion suuruus on noin $0,5 - 0,7$ -kertainen leikkauslujuuteen verrattuna. Adheesion suuruus riippuu ajasta – heti tukiseinän lyönnin jälkeen adheesio on nolla. (Korhonen et al. 1986)

3.2.3 Maanpaineen jakautuminen

Maanpainemittaukset ovat osoittaneet, että taipuisiin tukiseinärakenteisiin kohdistuva maanpaine ei aina vastaa klassisen maanpaineteorian maanpaine jakaumaa. Erityisesti maanpaine kuviot poikkeavat kaivantojen tukiseinissä, jotka on tuettu ankkureilla tai sisäpuolisilla tuilla. (Rantamäki et al. 1979)

Matalia ratakaivantoja kuormittaa yleensä vain lähimpänä oleva raide. Syvissä kaivannoissa kauempana oleva raide voi myös kuormittaa tukiseinää. Raideliikenteestä aiheutuvat kuormitukset välittyvät ratapölkkyjen, apusiltaperustusten ja ratapenkereen välityksellä tukiseinärakenteille. Raidekuorman aiheuttama maanpaineresultantti tukiseinärakenteelle on esitetty kuvassa 7. (Laatunen 2001)



Kuva 7. Raidekuorman aiheuttama maanpaine radansuuntaisella tukiseinällä (Laatunen 2001).

3.2.4 Tärinän vaikutus maanpaineeseen

Junaliikenne aiheuttaa yleensä voimakasta tärinää tukiseinää kuormittavaan tai tukevaan maahan ja maamassaan välittömästi tukiseinärakenteen vieressä. Tärinän vaikutus tulee ottaa huomioon tukiseinään kohdistuvassa maanpaineessa, koska voimakas tärinä vaikuttaa maanpaineeseen pysyvästi. Voimakas tärinä pienentää maan kitkakulmaa, kasvattaa aktiivisen maanpaineen kerrointa ja pienentää passiivisen maanpaineen kerrointa. Tarkemman selvityksen puuttuessa aktiiviseen maanpaineeseen lisätään 25 % ja passiivisesta maanpaineesta vähennetään 20 %. Tärinälle alttiin tukiseinärakenteen seinäkitkakulma on nolla. (Korhonen et al. 1986)

Kirjallisuudessa esiintyvät dynaamisen maanpaineen määrittystavat eivät Laatunen (Laatunen 2001) mukaan yleensä huomioi tärinän vaimenemista etäännyttäessä tärinälähteestä maanpinnan suuntaisesti ja syvyysuunnassa. Tärinän aiheuttama värähtelyliike on voimakkaampaa lähellä tärinälähdettä kuin kauempana tärinälähteestä. Värähtely vaimenee maassa pystysuunnassa huomattavasti nopeammin kuin maanpintaa pitkin tilavuusaaltojen vaimetessa nopeammin kuin pinta-aallot. Tämän vuoksi

tärinälähteen sijaitessa maanpinnalla, kuten junaliikenteestä aiheutuva tärinä, tulisi maanpaineen lisäyksen olla suurempi tukiseinän yläpäässä kuin seinän alapäässä. (Laatunen 2001)

Junaliikenteen aiheuttaman tärinän vaikutukset kuormittavaan maanpaineeseen riippuvat junaradan etäisyydestä tukiseinästä, radan tasaisuudesta sekä junan akselipainosta. Tärinän alentaminen on edullisinta rajoittamalla junaradan akselipainoja ja nopeuksia tai vahvistamalla tai muuttamalla väylärakenteita. (RIL 121 2004, RIL 181 1989)

3.3 Muodonmuutosominaisuudet

3.3.1 Yleistä

Kuormitettaessa maapohjaa tapahtuu aina muodonmuutoksia, jotka ilmenevät yleensä maanpinnan ja maanvaraisten rakennusten tai rakenteiden painumisina. Painumat tulee ottaa huomioon geoteknisissä suunnitteluissa ja ne ovat hienorakeisissa maapohjissa määräävä mitoitusperuste. (Rantamäki et al. 1979)

Muodonmuutosominaisuuksia tutkitaan laboratoriossa tavallisimmin ödometri- ja kolmiakselikokeilla soveltamalla Hooken lakia. Hooken lain avulla määritetään lineaarista kimmoteoriaa noudattavien materiaalien muodonmuutosten ja jännitysten välinen riippuvuus ja lain avulla määritettyjä moduuleja voidaan käyttää soveltaen geoteknisessä suunnittelussa. Hooken laki esitetään usein pääjännitysten ja niiden suunnissa tapahtuvien muodonmuutosten avulla. Laissa on kaksi toisistaan riippumatonta kimmoparametria, kimmomoduuli E sekä Poissonin luku ν , jotka voidaan korvata tilavuudenmuutosmoduulilla K ja leikkausmoduulilla G .

Leikkaus- ja tilavuudenmuutosmoduuli lasketaan kaavoilla (8) ja (9) (Korhonen 1985):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (8)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}. \quad (9)$$

Hooken lain lineaarisen muodonmuutoksen periaatetta sovellettaessa kimmomoduuli korvataan muodonmuutosmoduulilla E . Muodonmuutosmoduulit avoimessa ja suljetussa tilassa ovat kolmiulotteisia muodonmuutos- ja jännitystilan parametreja kuten muutkin kimmoparametrit. (Korhonen 1985)

Ödometrikokeella selvitetään maalajin luonnontilainen kokoonpuristuvuus-käyttäytyminen häiriintymättömällä maanäytteellä. Tuloksia tarkastellaan pystysuoran jännityksen (σ) ja suhteellisen kokoonpuristuman (ε) välisenä riippuvuutena. Maan kokoonpuristuvuusmoduuli M määritetään kaavalla (10):

$$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \cot \alpha, \quad (10)$$

jossa $\Delta\sigma$ on kokoonpuristuvuuskokeen jännityslisäys,

$\Delta\varepsilon$ on näytteen suhteellinen kokoonpuristuma jännityslisäyksellä $\Delta\sigma$ ja

α on tuloskäyrälle piirretyn sekantin kaltevuuskulma. (Rantamäki et al. 1979)

Kokoonpuristuvuusominaisuuksia ilmentävät myös moduuliluku m sekä jännityseksponentti β , jotka määritetään ödometrikokeen tuloksista. Parametrien m ja β arvot riippuvat maalajista, sen tiiveydestä sekä vesipitoisuudesta (Korhonen 1985). Moduuliluvun ja jännityseksponentin avulla voidaan kokoonpuristuvuusmoduuli M kirjoittaa kaavan (11) mukaisesti:

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_a} \right)^{1-\beta}, \quad (11)$$

jossa σ_v on pystysuora jännitys ja

σ_a on vertailujännitys, 100 kPa. (Korhonen 1985, Rantamäki et al. 1979)

3.3.2 Kokoonpuristumisen lajit

Maakerrokset puristuvat kokoon kolmella eri tavalla (Rantamäki et al. 1979):

- kimmoisesti,
- plastisesti sekä
- konsolidaation aiheuttamana.

Kimmoisessa kokoonpuristumisessa maamassa pullistuu sivuille ja maa nousee kuormitetun alueen reunalla. Maan tilavuus ei muutu kuormituksen aikana.

Kuormituksen päättyessä muodonmuutokset palautuvat ja kimmainen puristuma häviää. Painumatarkasteluissa kimmainen kokoonpuristuminen yhdistetään alkupainumaan. (Rantamäki et al. 1979)

Plastisessa kokoonpuristumisessa maa käyttäytyy kuormituksen alla samalla tavalla kuin kimmoisessa kokoonpuristumisessa, mutta muodonmuutokset ovat suurempia. Kuormituksen päättyttyä muodonmuutokset eivät palaudu alkuperäiseen tilaansa. Plastisen muodonmuutoksen edellytyksenä on, että kuorma on maan kantokykyyn nähden suuri ja maamassat pääsevät laajenemaan helposti sivuille. Käytännössä plastista muodonmuutosta ei usein synny, koska sen edellytykset puuttuvat: pehmeiköllä kuormitus jää alhaiseksi ja pehmeän kerroksen paksuus kuormitusalueen laajuuteen nähden vaikeuttaa maamassan laajenemista sivuille. (Rantamäki et al. 1979)

Konsolidaation aiheuttamassa kokoonpuristumisessa maan kokonaistilavuus pienenee kuormituksen alla, eikä maan sivusuuntaista laajenemista tapahdu lainkaan. Kokoonpuristuminen ei palaudu kuormitusvaikutuksen päättyttyä. Kuorman alla maarakeet menevät tiiviimpään tilaan, huokostilavuus pienenee ja huokosissa oleva vesi suotautuu pois. Konsolidaation aiheuttama painuminen voi olla hyvin suurta ja se on yleisin syy rakenteiden painumisille. Hienorakeisissa maissa painumia on tarkasteltava ensisijaisesti konsolidaation kautta. (Rantamäki et al. 1979)

Ajan vaikutus muodonmuutosominaisuuksiin otetaan huomioon maaperäolosuhteisiin soveltuvalla konsolidaatioteorialla, joita ovat muun muassa Terzaghin ja Janbun konsolidaatioteoria. (Korhonen 1985)

3.4 Vedenpaine

3.4.1 Yleistä

Pohjavedenpinnan alapuolella maanpaine lasketaan käyttäen maan tehokasta tilavuuspainoa. Maan tehokas tilavuuspaino γ' lasketaan kaavan (12) mukaan (RIL 181 1989):

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w, \quad (12)$$

jossa γ_{sat} on vedellä kyllästyneen maan tilavuuspaino ja

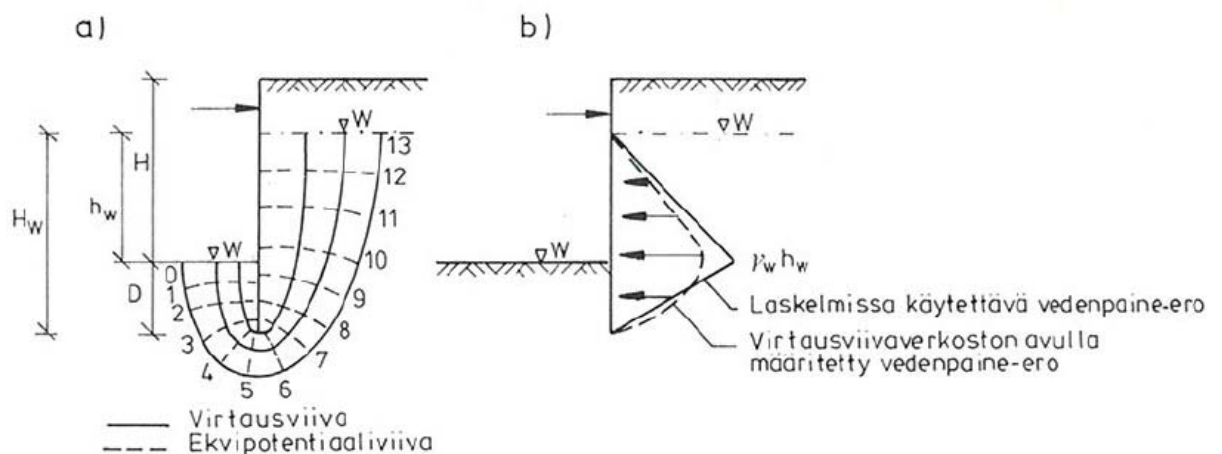
γ_w on veden tilavuuspaino.

Veden virtaustila on otettava huomioon maanpainenaskelmissa kasvattamalla tai vähentämällä maan tehokasta tilavuuspainoa. (RIL 181 1989)

Pohjavedenpinnan ollessa tukiseinärakenteen molemmilla puolilla samalla tasolla, ei vedenpaine-eroa synny eri puolilla olevien vedenpaineiden kumotessa toisensa. Karkearakeisessa maassa ja moreenimaissa tulee kuitenkin ottaa huomioon pohjaveden vaikutus maanpaineeseen maan tehokkaan tilavuuspainon kautta. (RIL 181 1989)

Kun vedenpintojen korkeusero on pieni tukiseinärakenteen eri puolilla ja pohjaveden virtausta ei esiinny, otaksutaan tukiseinälle kohdistuvan vedenpaineen jakautuvan hydrostaattisesti. (RIL 181 1989)

Vedenpintojen korkeuseron ollessa useita metrejä tukiseinän sisä- ja ulkopuolella, käsitellään vedenpainetta karkearakeisessa maassa virtaustilassa kuvan 8 mukaisesti. Kaivannon pohjan hydraulisen murtumisen mahdollisuus tulee tällaisessa tapauksessa tutkia, katso kohta 3.4.2. (RIL 181 1989)



Kuva 8. Tukiseinään kohdistuva vedenpaine-ero virtaustilassa (RIL 181 1989).

a) Virtausviivaverkosto ja

b) laskelmissa käytettävä vedenpaine-ero.

Pohjaveden virtauksen vaikutus maan tehokkaaseen tilavuuspainoon lasketaan hydraulisen gradientin avulla (RIL 181 1989) kaavojen (13) ja (14) mukaisesti:

$$\gamma_a' = \gamma' + i_a \gamma_w, \quad (13)$$

$$\gamma_p' = \gamma' + i_p \gamma_w, \quad (14)$$

jossa γ_a' on maan tehokas tilavuuspaino aktiivisen maanpaineen puolella,

- γ_p' on maan tehokas tilavuuspaino passiivisen maanpaineen puolella,
 γ' on maan tehokas tilavuuspaino,
 γ_w on veden tilavuuspaino sekä
 i_a ja i_p ovat hydraulisia gradientteja.

Hydrauliset gradientit lasketaan kaavoilla (15) ja (16):

$$i_a = \frac{0,7h_w}{H_w + \sqrt{H_w D}} \quad (15)$$

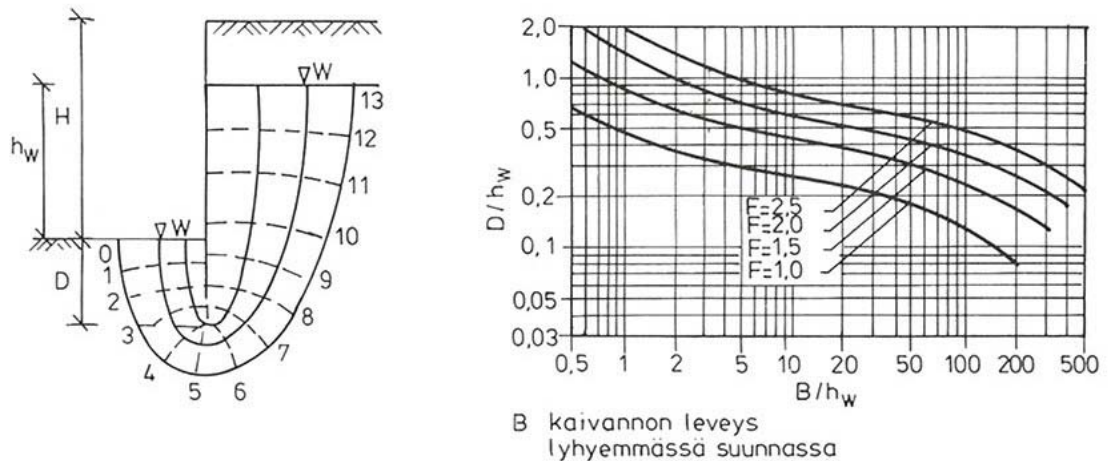
$$i_p = \frac{0,7h_w}{D + \sqrt{H_w D}}. \quad (16)$$

Merkkien selitykset on esitetty kuvassa 8.

3.4.2 Hydraulinen murtuminen

Karkearakeisessa maassa pohjavedenpinnan alapuolelle rakennettavan kaivannon suunnittelussa on tarkistettava laskelmin, ettei kaivannon pohjalla tapahdu hydraulista murtumista. Vesi pyrkii virtaamaan tukiseinän alta kaivantoon, jos kaivanto pidetään kuivana pumppaamalla. Kaivannon pohjassa ylöspäin virtaava vesi kohdistaa maarakeisiin ylöspäin suuntautuvan nostovoiman. Veden maarakeisiin kohdistaman nostovoiman ollessa rakeiden painovoimaa suurempi tapahtuu kaivannon pohjalla hydraulinen murtuminen. Hydraulisessa murtumisessa kaivannon pohja löyhtyy, kohoaa ja täyttyy nopeasti vedellä. Suurin vaara hydrauliselle murtumiselle on tasarakeisessa karkeassa siltissä ja hienossa hiekassa vedenpintojen tasoeron ollessa tukiseinärakenteen eri puolilla useita metrejä. Hydraulisen murtumisen vaara voi esiintyä myös kaivannoissa, joissa kaivutason alle on jäänyt savikerros karkearakeisen maakerroksen päälle. (RIL 181 1989)

Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumista vastaan voidaan määrittää virtausverkon avulla ottamalla huomioon kaivannon leveys B, kuten kuvassa 9 on esitetty. (RIL 181 1989)



Kuva 9. Varmuus kaivannon pohjan murtumista vastaan karkearakeisessa maassa (RIL 181 1989).

3.4.3 Huokosvedenpaine

Maanvaraisesti perustettujen junaratojen ja liikenteen kuormat välittyvät alla oleviin maakerroksiin. Veden kyllästävässä pehmeässä maassa kuten savessa kuormitus siirtyy maapartikkeleita ympäröivään vesivaippaan kasvattaen vallitsevaa huokospainetta. Huokosylipaine pienentää saven lujuutta ja heikentää radan vakavuutta. (Malmivaara 2004)

Maarakeiden välistä puristusta kutsutaan raepaineeksi σ_{rae} . Rakeiden välissä on huokosia, jotka ovat vedellä kyllästyneessä maassa täynnä vettä. Huokosissa vallitsee huokosvedenpaine u , joka on vallitsevan vedenpaineen suuruinen kun maata ei kuormiteta. Kun maata kuormitetaan, jakautuu kuormituksesta syntyvä kokonaisjännitys rae- ja huokosveden ylipaineeksi ja maahan syntyy jännitystila ja vähäinen muodonmuutos. (Rantamäki et al. 1979)

Kuormituksen seurauksena maa-aines yrittää tiivistyä. Alkuvaiheessa kuormituksen lisäjännitys siirtyy suurimmaksi osaksi huokosveden ylipaineeksi ja vesi alkaa suotaautua suuntiin, joissa on pienin virtausvastus. Karkearakeisessa maassa vesi pääsee poistumaan huokosista hyvän vedenläpäisevyyden vuoksi sivuille ja syntynyt huokosveden ylipaine alenee nopeasti muuttuen raepaineeksi maa-aineksen tiivistyessä ja lujittuessa. Hienorakeisessa maassa vedenläpäisevyys on huono ja syntynyt huokosveden ylipaine pääsee purkautumaan hyvin hitaasti. Seurauksena on, että hieno-

rakeisessa maassa raepaineen suuruus on pieni, konsolidaatio on hidasta ja maan lujuus pienenee huokosveden ylipaineen johdosta. (Korhonen 1985, Rantamäki et al. 1979)

3.5 Muut tukirakenteeseen kohdistuvat kuormat

3.5.1 Onnettomuuskuorma

RATO:n osissa 8 ja 18 sivutaan onnettomuus- eli törmäyskuormia. Näissä osissa onnettomuuskuormia tarkastellaan silta- ja rautatietunnelirakenteissa.

Onnettomuuskuorma otetaan tarkasteluissa huomioon ominaiskuorman suuruisena. Aiheutuvat seuraukset on arvioitava erikseen siten, että rakenteen on kestävä sortumatta mahdollinen onnettomuuskuorma. Lisäksi sillat eivät saa kaatua tai siirtyä onnettomuuskuorman seurauksena siten, että päällysrakenne tippuu tulta. (Tiehallinto 2007)

3.5.2 Routa

Routiminen eli maan laajeneminen, routanousu sekä routapaine vaikuttavat maa- ja pohjarakennustöiden suunnittelu- ja rakenneratkaisuihin sekä rakennuskustannuksiin. Routivan maan lujuus ja muodonmuutosominaisuudet riippuvat maan lämpötilasta, tiiveydestä sekä vesi- ja jääpitoisuudesta. (RIL 151-2 1990)

Maan routimista esiintyy vain routivilla maalajeilla ja siihen vaikuttavat maan rakeisuus ja vedenläpäisevyys, kapillaarisuus, maan luonnollinen vesipitoisuus, tiiveys sekä jäätymisvyöhykkeeseen kohdistuvat puristukset. Maalajia pidetään routivana, kun kapillaarinen nousukorkeus h_c on yli metrin. Käytännössä routivia maalajeja ovat runsaasti hienorakeista maata sisältävät maalajit. Routiminen voidaan estää katkaisemalla routivan maalajin kapillaarinen yhteys pohjaveteen. (Rantamäki et al. 1979)

Roudan aiheuttamia haittoja ovat maanpinnan kohoaminen routanousun johdosta, routapaineen aiheuttamat lisäkuormat tukiseinärakenteisiin sekä roudan sulamisesta johtuva maan pehmeneminen. (Rantamäki et al. 1979)

4 TAVALLISIMMAT TUKISEINÄRAKENTEET

4.1 Teräsponttiseinä

Ratakaivannoissa käytetään tavallisimmin teräsponttiseiniä. Teräsponttiseinät soveltuvat erittäin hyvin syviin kaivantoihin ja niitä käytetään sekä työnaikaiseen että pysyvään tukemiseen. Teräsponttiseinät soveltuvat lyötäväksi kaikkiin maalajeihin. Tiivis tai kivinen moreeni tai karkearakainen maa voi vaikeuttaa teräsponttiseinän lyömisen tavoitesyvyyteen. (Laatunen 2001)

Teräsponttiseinän etuja ovat (Laatunen 2001):

- Teräsponttiprofiileja ja upotuskalustoa on helposti saatavissa.
- Suunnittelijoilla ja rakentajilla on paljon kokemuksia teräsponttirakenteista.
- Tukiseinän rakentaminen on mahdollista vaiheistaa, jolloin junaliikenteen sujuvuus pystytään huomioimaan paremmin.
- Teräsponttiprofiileja voidaan käyttää uudestaan muissa tukiseinäkohteissa, minkä vuoksi teräsponttien käyttöikä on pitkä ja tukiseinärakenteiden kustannukset jäävät alhaisiksi.
- Teräsponttiseinä on nopea rakentaa.
- Teräsponttiseinä voidaan rakentaa tarvittaessa vesitiiviiksi lyömällä profiileja ponttiin.

Teräsponttiseiniä on saatavilla useita erilaisia tyyppejä, kokoja sekä teräslaatuja, joista raskaat U-profiilit soveltuvat parhaiten ratakaivantoihin. Kevyet pontit eivät sovellu ratakaivantoihin, koska niiden upottaminen lyömällä tai täryttämällä ei onnistu ratapenkereen läpi. Käytännössä ratakaivannoissa käytetään teräsponttiprofiileja, joiden taivutusvastus on yli 1 000 cm³/m. (Laatunen 2001)

Teräsponttiseinä rakennetaan vesitiiviiksi lyömällä profiileja ponttiin eli lukkoon. Mikäli teräsprofiileja ei lyödä ponttiin (jatkuvaksi seinäksi), profiilien väliin jää rakoja, josta maa-ainesta pääsee varisemaan pois tukiseinän takaa. Vaara on suurimmillaan, kun mukana on vettä: teräsponttiseinän takana vaikuttava vedenpaine kiihdyttää irtoaineksen kulkeutumista tukiseinän takaa kaivantoon. Pontin taakse syntyvä tyhjä tila aiheuttaa suurempia painumia ja raidetta on tuettava enemmän. (Laatunen 2001)

Kuvassa 10 on esitetty teräsponttiseinä, joka toimii ratakaivannon tukiseinä.



Kuva 10. Teräsponttiseinä ratakaivannon tukiseinä (Malmivaara 2008).

4.2 Settiseinä

Settiseiniä käytetään harvoin ratakaivannon tukirakenteina. Settiseinän ongelmia ovat (Laatunen 2001):

- Settiseinien rakentamisen yhteydessä seinän taakse jää aina tyhjää tilaa tai kaivanto sortuu ennen settilankkujen asentamista. Tämä aiheuttaa raide-rakenteisiin haitallisia painumia, jotka on korjattava.
- Settiseinää ei pystytä rakentamaan suoraan ratapölkyn päähän.
- Settiseinän rakentaminen muodostuu useista työvaiheista, jolloin raideliikennettä häiritään enemmän kuin teräsponttiseiniä rakennettaessa.
- Rakentamisaika on pidempi kuin teräsponttiseinillä.
- Edellä mainitut ongelmat aiheuttavat rakentamiskustannusten nousemisen, jonka vuoksi settiseinät eivät kilpaile taloudellisesti teräsponttiseinien kanssa.
- Settiseinä ei ole vesitiivis rakenne.
- Kaikkia settiseinärakenteita ei pystytä purkamaan.

Käytännössä settiseiniä käytetään ainoastaan silloin, kun teräsponttiseinän käyttäminen ratakaivannossa ei jostain syystä ole mahdollista. Settiseinät soveltuvat kohteisiin, joissa sallitaan suuria painumia ja kaivantoa ei tarvitse tehdä vesitiiviiksi. (Laatunen 2001)

4.3 Tuentatavat ja ankkurointi

Tukiseinän tuennan tarkoitus on tukea seinää vaakasuuntaista kuormitusta vastaan. Jos tukiseinää ei suunnitella käytettäväksi ulokkeena, tuetaan se joko kaivannon sisä- tai ulkopuolelta. Ratakaivannon tukeminen ulkopuolelta on yleisempää ja se toteutetaan tavallisesti ulkopuolisilla ankkureilla, jotka voivat olla kohtisuorassa tai vinosti tukiseinärakennetta vastaan. Tukiseinän tuentoihin lasketaan myös tukiseinän alapään ankkurointi. (Laatunen 2001, Korhonen et al. 1986)

Tuentatavan valinta määräytyy kaivannon laajuuden perusteella, ympäristötekijöistä sekä alueen pohjaolosuhteista. Sisäpuolinen tuenta soveltuu ratakaivantoihin vain harvoin, mutta sen soveltuvuutta kannattaa tutkia. (Korhonen et al. 1986)

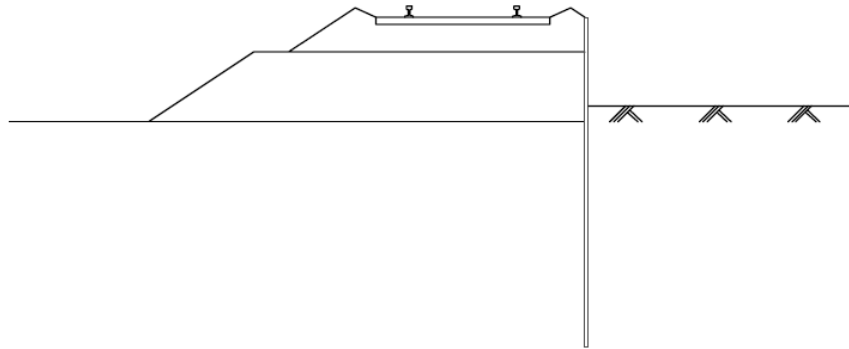
Ratakaivannoille tyypillisimmät tuentatavat on esitetty kuvassa 11.

4.3.1 Sisäpuolinen tuenta

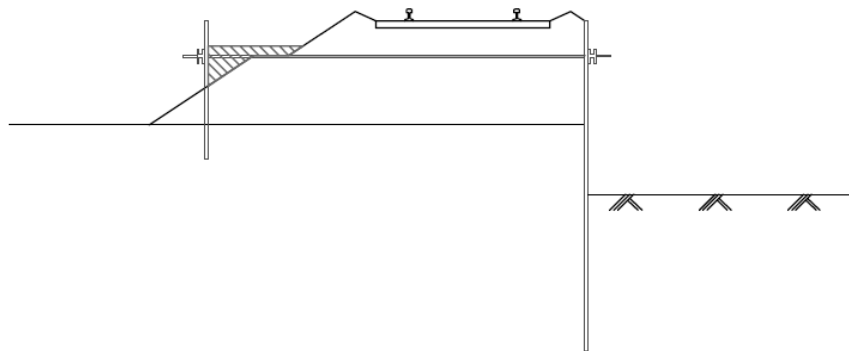
Sisäpuolinen tuenta soveltuu ratakaivantoihin, joissa kaivanto on kapea ja käytettävät tuet ovat vaakatuksia. Vaakatuksien tukeutuvat kaivannon vastakkaisiin seiniin ja ne voivat olla yhdessä tai useammassa tasossa. (Laatunen 2001)

Sisäpuolisen tuennan edut tulevat esille pienissä kaivannoissa, joissa tuenta on nopea ja helppo rakentaa. Sisäpuolisen tuennan toteuttaminen on edullista, jonka vuoksi laajoissa kaivannoissa sisäpuolisen tuennan mahdollisuuksia on kannattavaa tutkia. Kaivannon sisäpuolella olevia rakenteita voidaan hyödyntää sisäpuolisessa tuennassa tukemalla tukiseinää vinoilla tuilla kaivannon pohjalta. Tuet ankkuroidaan alapäästään valmiiksi tehtyihin perustuksiin tai betonilaattaan. Tukiseinän tukeutuminen perustuksiin edellyttää, että perustusten mitoituksessa on otettu huomioon tukiseinistä kohdistuva vinokuorma. Tukiseinän kulmakohdat on edullisempaa tukea sisäpuolisilla kulmatuilla kuin ulkopuolisilla tuennoilla. (Korhonen et al. 1986, RIL 181 1989)

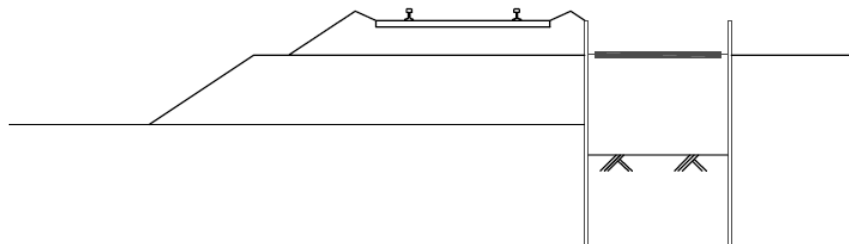
a) Tukematon tukiseinä - Ullokkeena toimiva tukiseinä



b) Tukiseinän ulkopuolinen ankkurointi yhdeltä tasolta



c) Tukiseinän sisäpuolinen tuenta yhdeltä tukitasolta



Kuva 11. Ratakaivannon tyypillisimmät tuentatavat.

4.3.2 Ulkopuolinen tuenta

Laajojen ja syvien kaivantojen yleisin tuentatapa on tukiseinän ankkuroiminen kaivannon ulkopuolelle. Ankkuroinnin toteuttamiselle on olemassa monia erilaisia menetelmiä, ja se voidaan toteuttaa tukemalla tukiseinää yhdeltä tai useammalta tasolta. (RIL 181 1989)

Ratakaivantojen yksinkertaisin ulkopuolinen tuentatapa on vaakasuorien vetotankojen ankkuroiminen teräsponsittiprofiiliin, joka on asennettu riittävän etäälle tukiseinästä (RIL 181 1989). Ankkurin ollessa erittäin pitkä, niin että ankkurin kärki tulee ratapenkereen läpi, peitetään läpi tullut ankkurin osa täytemaalla kuten kuvassa 11b.

Ankkuroiminen voidaan tehdä myös kallioankkureilla tai ankkuroimalla tukiseinä valmiisiin rakenteisiin, kuten siltoihin. Kiinnitys valmiiseen rakenteeseen tulee suunnitella erikseen ja kiinnittämiseksi on saatava lupa rakennuttajalta ja rakenteen omistajalta. (Laatunen 2001)

Useamman tason ankkurointi toteutetaan ratakaivannoissa kallioankkureilla. Injektoidut maa-ankkurit ovat kapasiteetiltaan pienempiä kuin kallioankkurit, jolloin niitä tarvitaan määrällisesti enemmän kuin kallioankkureita ja rakentamiskustannukset nousevat. Injektoidut maa-ankkurit eivät sovellu ratakaivannon tuentatavaksi. Lisäksi maa-ankkurit jäävät raiteen alle, mikä voi haitata myöhempää rakentamista. (Laatunen 2001)

Tuki- ja ankkurityypeinä käytetään esijännitysteräksiä, vetotankoja tai vaijereita. Ratakaivannoissa käytetään tavallisesti esijännittämättömiä ankkureita, jotka on nopea rakentaa ja samalla raideliikennettä häiritään mahdollisimman vähän. Myös esijännitettyjä ankkureita on mahdollista käyttää. Ankkurit kiinnitetään kaivannon sisäpuolella oleviin ankkuripalkkeihin, jotka tehdään tavallisesti valssatuista teräsprofiileista (katso kuva 10). (Laatunen 2001)

4.3.3 Tukiseinän alapään tuenta

Tukiseinän alapään tuentatapa määräytyy alueen pohjasuhteista. Tukiseinän kaivutason alapuolinen osa tukeutuu maassa passiivisen maanpaineen varaan, josta ankkuroimaton vapaasti tuettu tukiseinä on yksinkertaisin sovellutus. Ulottamalla tukiseinä syvemmälle kuin kuormien ja tukireaktioiden vaatima tasapaino edellyttää, tukiseinä kevenee aukkomomentin pienentymisen myötä. (Korhonen et al. 1986)

Tukiseinän kiinnitys kallioon tehdään kallioon porattavilla kalliotapeilla. Tukiseinä tulee ulottaa mahdollisimman lähelle kalliota ja tapit porataan sekä injektoidaan 0,5 - 1 m syvyyteen ehjään kallioon. Tappien tuoma hyöty on mitätön, jos tukiseinän alapään etäisyys kalliosta on yli 0,2 m. (Korhonen et al. 1986)

5 LASKENTAOHJELMIEN TEORIAM

5.1 Yleistä

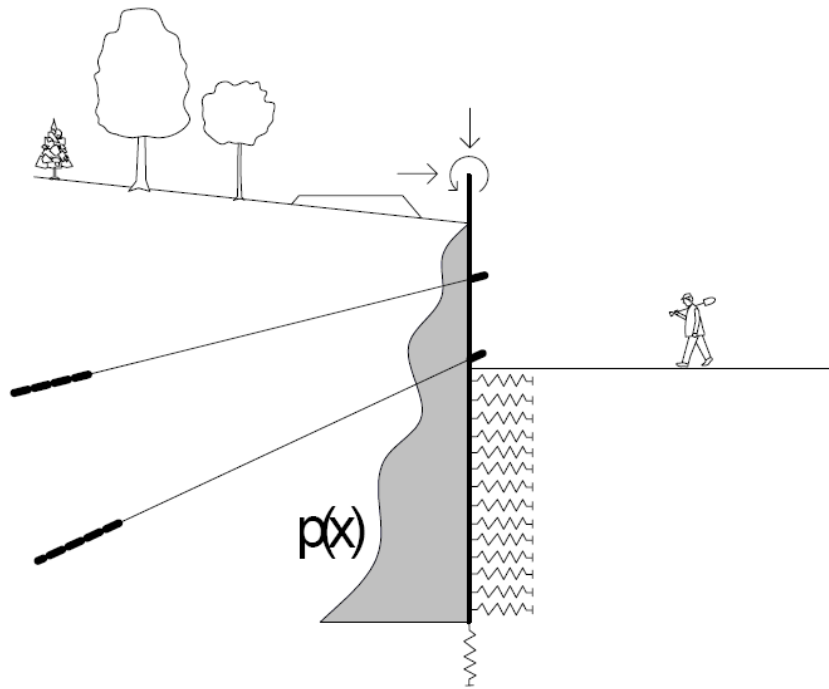
Diplomityön laskelmat tehdään Novapoint GeoCalc- sekä PLAXIS-ohjelmalla. Referenssilaskelmina toimivat MS Saaremaa -ohjelmalla tehtävät laskelmat.

5.2 Novapoint GeoCalc

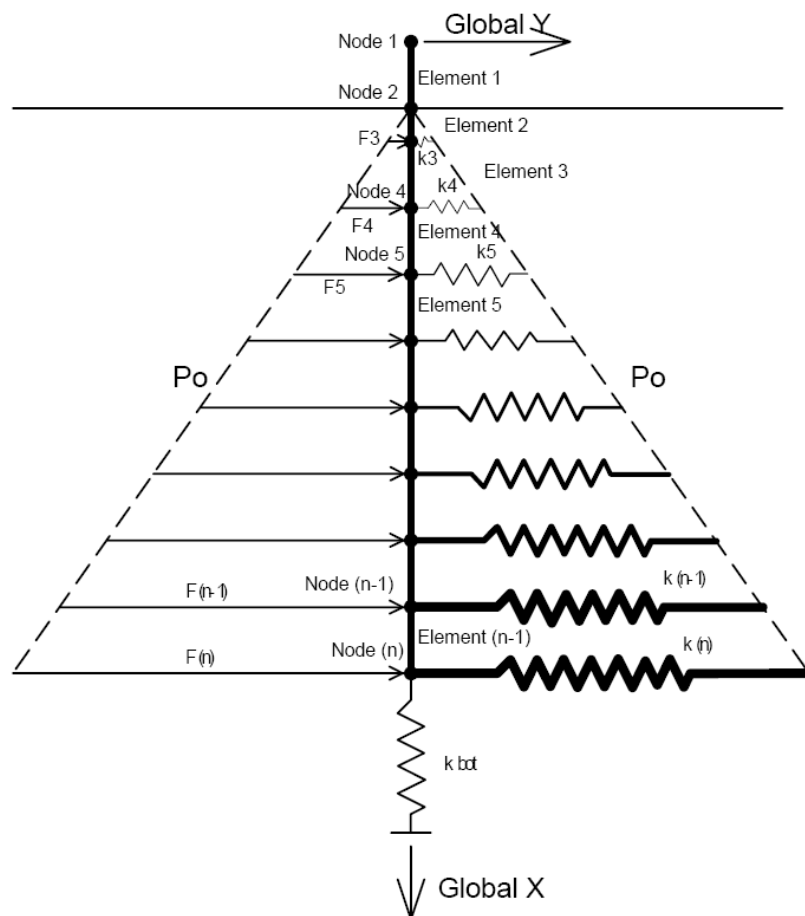
5.2.1 Yleistä

Laskennassa käytetään Novapoint GeoCalc -ohjelman versiota 1.1.1. GeoCalc on geotekniseen suunnitteluun kehitetty laskentaohjelma, joka täyttää keskeiset geoteknisen laskennan vaatimukset. Ohjelman tukiseinä-laskentaosuus perustuu Tampereen teknillisellä yliopistolla TTY:llä kehitettyihin laskentamalleihin. (<http://www.viasys.com/index.php?k=Novapoint&id=82&a=Geotekniikka>)

Tukiseinän mallintaminen perustuu palkki-jousi-mallin ratkaisemiseen elementti-menetelmällä. Palkkielementtinä toimii kolmen vapausasteen 2D-palkkielementti, johon voidaan kohdistaa pysty- ja vaakakuormia sekä taivutusmomenttia. Kaivannon puoleinen maa mallinnetaan ohjelmassa jousielementein ja tukiseinän takana olevat kuormat, kuten maan- ja vedenpaine sekä ulkoiset kuormat, mallinnetaan kuormana (kuva 12). Kuormafunktio muutetaan elementtimallia varten solmukuormiksi. Jokaisessa solmupisteessä kuormien ja siirtymien välinen yhteys iteroidaan siten, että jousi kerrallaan poistetaan ja lasketaan syntyneen tilanteen uusi tasapaino (kuva 13). (Vianova Systems Finland Oy 2008)

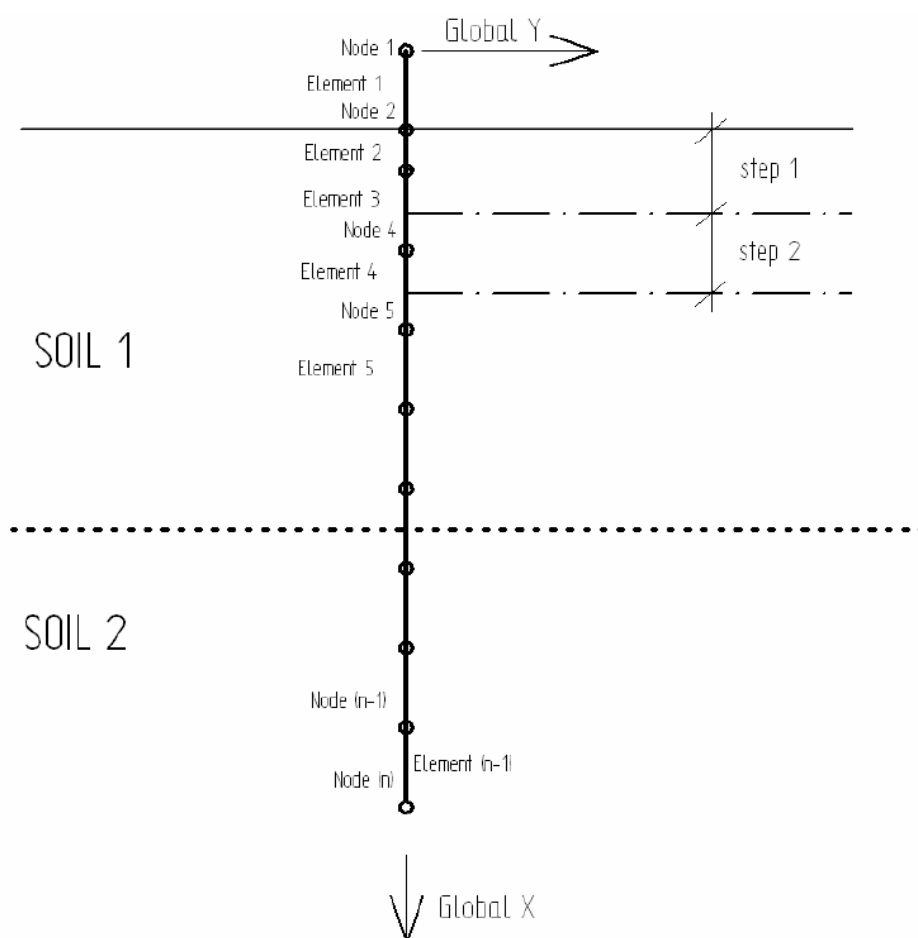


Kuva 12. GeoCalc-ohjelman palkki-jousi-malli (Vianova Systems Finland Oy 2006).



Kuva 13. Palkki-jousi-mallin matemaattinen havainnollistaminen (Vianova Systems Finland Oy 2006).

Laskentamallin luominen perustuu käyttäjän määrittämään palkkielementtien lukumäärään metriä kohden, joita voi valita kahden ja viiden elementin väliltä. Ensimmäinen solmu sijaitsee aina tukiseinän yläpäässä ja seuraava solmu maanpinnan tasolla. Viimeinen solmu sijaitsee tukiseinän alapäässä. Solmujen ja elementtien määrittämisen jälkeen maakerrosten rajat sovitetaan elementtijakoon: laskelmat tehdään ensin käyttäjän määrittämillä kerrospaksuuksilla ja sijoitetaan tämän jälkeen lähimmän elementin keskelle. Solmu- ja elementtijaot sekä maakerrosten sijoitus on havainnollistettu kuvassa 14. (Vianova Systems Finland Oy 2006)



Kuva 14. Tukiseinän mallintaminen GeoCalc-ohjelmassa (Vianova Systems Finland Oy 2006).

Palkki-jousi-mallista johtuen kaikki maakerrokset maanpinnan alapuolella esitetään vaakasuorina lamelleina (Vianova Systems Finland Oy 2008). Maanpinnan kaltevuus voidaan ottaa huomioon, mutta esimerkiksi ratapenkereen todellisten muotojen mallintaminen ei onnistu kuin vaakasuorana maakerroksena.

Maanpaineen laskemista varten tarvitaan lähtötiedoiksi alkutilanteen lepopaine, maanpaineen ääriarvot (aktiivi- ja passiivipaine) sekä maanpaine-siirtymä-malli näiden välille. Aktiivi- ja passiivipaine lasketaan GeoCalc-ohjelmassa Coulombin teorialla ja maanpaineen ja siirtymän mallinnus tehdään joko siirtymä- (Displacement Controlled Model, DCM) tai moduuli- (Modulus Controlled Model, MCM) pohjaisella mallilla. (Vianova Systems Finland Oy 2008)

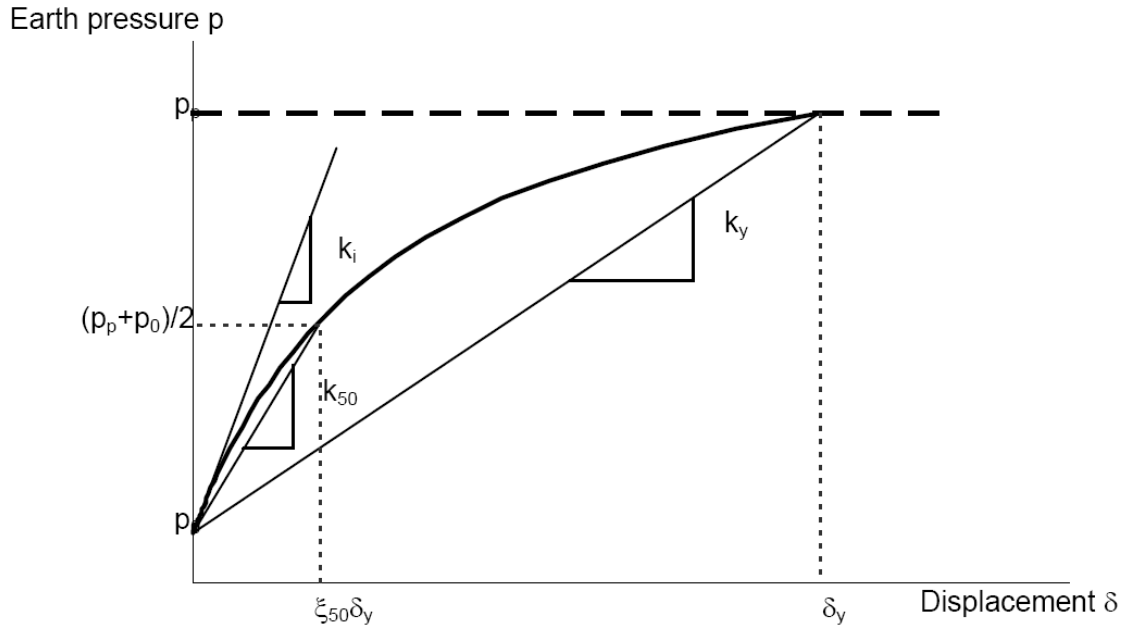
5.2.2 Maanpaine-siirtymä-mallit

Kaivannon puoleinen maa mallinnetaan GeoCalc-ohjelmassa jousien avulla. Jousien muodonmuutosta voidaan kuvata kahdella eri mallilla. Ensimmäisessä mallissa, Displacement Controlled Model (DCM), rajoitetaan mallin siirtymiä ja toisessa, Modulus Controlled Model (MCM), rajoitetaan maan muodonmuutosmoduulia. (Vianova Systems Finland Oy 2006)

Displacement Controlled Model eli DCM

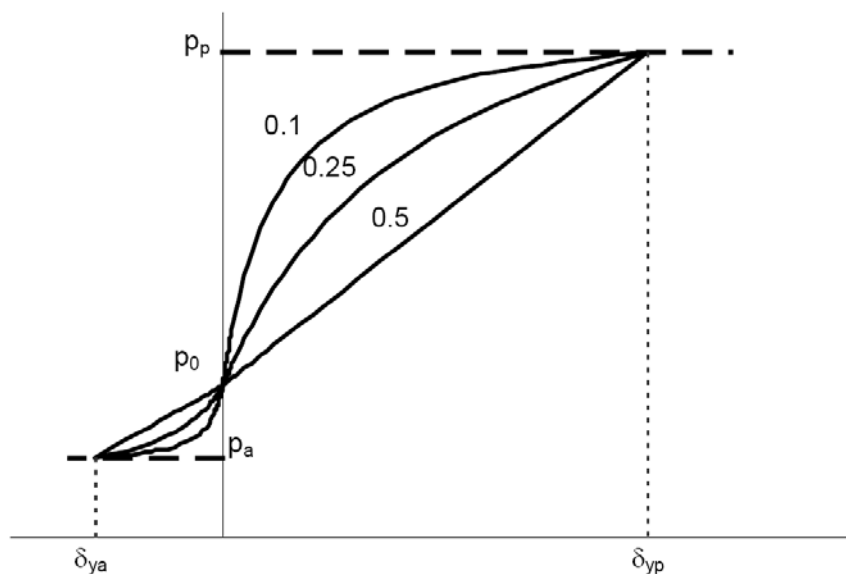
DCM-mallissa hyödynnetään Pohjarakennusohjeissa, Rakennuskaivanto-ohjeissa sekä muissa käsikirjoissa esitettyjä maanpaineen kehittymiseksi tarvittavia tukirakenteen suhteellisia siirtymiä erilaisissa maalajeissa (katso kohta 3.2.1, taulukko 7). Lisäksi malli käyttää hyväksi hyperbolista siirtymäfunktiota, jonka avulla määritetään – yhdessä suhteellisten siirtymien kanssa – jousien käyttäytyminen. (Vianova Systems Finland Oy 2006, Vianova Systems Finland Oy 2008)

Mallin lähtötiedoiksi annetaan suhteelliset siirtymät aktiivisella δ_{ya} ja passiivisella δ_{yp} puolella sekä käyttäjän määrittämät parametrit ξ_{50a} ja ξ_{50p} . Parametrilla ξ_{50} määritetään millä suhteellisella osuudella 50 % maanpaineen maksimista saavutetaan. Parametrit on havainnollistettu kuvassa 15.



Kuva 15. DCM-mallin hyperbolinen siirtymäfunktio ja parametrit (Vianova Systems Finland Oy 2006).

Parametreilla ξ_{50a} ja ξ_{50p} vaikutetaan jousen alkujäykkyyteen ja määritetään maanpaineen rajatilojen siirtymäfunktion epälineaarisuus. Mitä pienempi on ξ_{50} parametri, sitä suurempi on jousen alkujäykkyys, kuten kuvassa 16 on havainnollistettu. Arvolla $\xi_{50} = 0,5$ päädytään lineaariseen siirtymäfunktioon. GeoCalc-ohjelmassa suositellaan käytettävän $\xi_{50} = 0,25$, ei kuitenkaan pienempiä arvoja kuin 0,1 (Länsivaara 2008). (Vianova Systems Finland Oy 2008)



Kuva 16. Maanpaineen 50 % muutoksen tarvittava suhteellinen siirtymä arvoilla $\xi_{50} = 0,1, 0,25$ ja $0,5$.

Modulus Controlled Model eli MCM

MCM-malli hyödyntää samaa hyperbolista siirtymäfunktiota kuin DCM-malli. Toisin kuin DCM-mallissa, siirtymäfunktio määritetään kokoonpuristuvuusmoduulin M avulla. (Vianova Systems Finland Oy 2006)

Tarvittavia lähtötietoja ovat moduuliluku m ja jännityseksponentti β (GeoCalc-ohjelmassa n), jotka määritetään laboratoriokokeiden avulla. Parametrit m ja β riippuvat maalajista, sen tiiveydestä sekä vesipitoisuudesta (Korhonen 1985).

Kokoonpuristuvuusmoduuli M määritetään GeoCalc-ohjelmassa kaavalla (11), joka on esitetty kohdassa 3.3.1. Kokoonpuristuvuusmoduuli muutetaan tasomuodonmuutostilaa vastaavaksi kimmomoduuliksi E_h^* olettamalla, että jännityslisäykset z -suunnassa (pystysuunta) ovat nollia. Tällöin E_h^* voidaan kirjoittaa kaavassa (17) esitetyllä tavalla (Vianova Systems Finland Oy 2006):

$$E_h^* = G \frac{12K + 4G}{3K + 4G}, \quad (17)$$

jossa G on leikkausmoduuli ja

K on tilavuudenmuutosmoduuli.

Leikkausmoduuli G ja tilavuudenmuutosmoduuli K määritetään GeoCalc-ohjelmassa kaavojen (18) ja (19) avulla (Vianova Systems Finland Oy 2006):

$$G = M \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}, \quad (18)$$

$$K = M - \frac{4}{3}G. \quad (19)$$

Avoimessa tilassa kimmomoduuli tasotilassa voidaan kirjoittaa kaavan (20) mukaisesti (Vianova Systems Finland Oy 2006):

$$E_h^* = M \frac{1 - 2\nu}{(\nu - 1)^2}. \quad (20)$$

MCM-mallia käytettäessä Poissonin luvuksi oletetaan $\nu = 0,3$, jolloin kaava (20) voidaan kirjoittaa avoimessa tilassa muotoon (Vianova Systems Finland Oy 2006):

$$E_h^* = 0,8M. \quad (21)$$

Suljetussa tilassa tilavuudenmuutos- ja kokoonpuristuvuusmoduuli lähestyvät ääretöntä ja leikkausmoduuli ei teoriassa ole riippuvainen kuivatusolosuhteista. Kimmomoduli voidaan kirjoittaa tällöin tasomuodossa kaavan (22) mukaisesti:

$$E_h^* = 4G, \quad (22)$$

ja soveltamalla kaavaa (18) ja (20) Poissonin luvun ollessa $\nu = 0,3$, saadaan kimmomoduliksi suljetussa tilassa:

$$E_h^* = 1,1M. \quad (23)$$

Moduuli vastaa MCM-mallin 50 % maanpainemuutosta vastaavaa sekanttmoduulia eli joustaa k_{50} . Mallin alkujäykkyys saadaan kaavalla (24):

$$k_i = \frac{2k_{50}}{2 - R_f} = \frac{2E_h^*}{2 - R_f}, \quad (24)$$

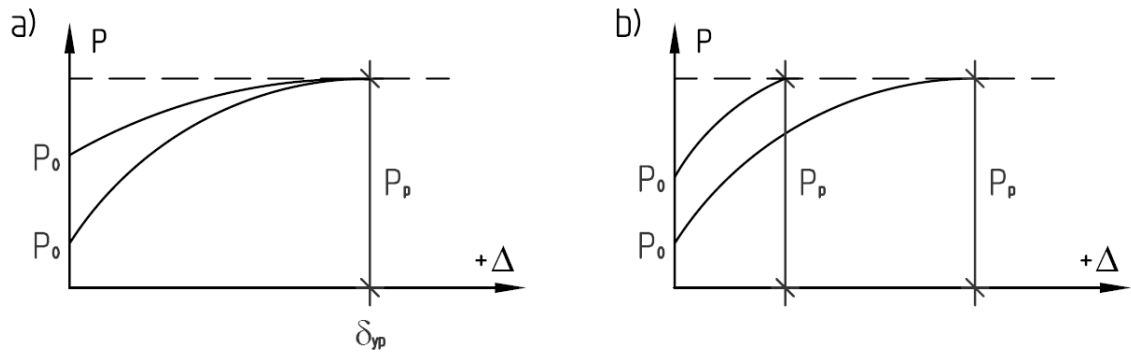
jossa k_i on jousivakio ja

R_f on jousen lineaarisuus.

Parametrille R_f voidaan antaa arvoja $R_f = 0 \dots 1$. GeoCalc-ohjelman oletusarvo R_f :lle on 0,98. Parametrin arvon ollessa nolla, on jousi lineaarinen vakiojäykkyydellä k_{50} . (Vianova Systems Finland Oy 2008)

DCM- ja MCM-mallien erot

DCM-mallissa käyttäjä määrää milloin maanpaine saavuttaa maksiminsa, eli passiivisen maanpaineen. Lepopaineen kasvaessa vaadittu siirtymä maksimimaanpaineelle ei muutu, jonka vuoksi jousi ”löyhtyy” saavuttaakseen määritetyn maksimimaanpaineen. DCM-mallissa jousen jäykkyys on vaikeasti hallittavissa, kun taas MCM-mallissa jousen jäykkyys pysyy vakiona. Lepopaineen kasvaessa maanpaineen maksimiarvo saavutetaan MCM-mallissa pienemmällä siirtymällä. Jousen käyttäytymisen periaate eri malleissa on esitetty kuvassa 17. (Länsivaara 2008)



Kuva 17. Jousen käyttäytyminen a) DCM- ja b) MCM-mallissa (Länsivaara 2008).

MCM-malliin syötettävät maalajien parametrit saadaan laboratoriokokeista, kun taas DCM-mallin parametrit ovat empiirisiä arvoja. MCM-mallin tulokset vastaavat siis paremmin todellisia tilanteita.

5.2.3 Maan muodonmuutosmoduuli

Maan muodonmuutosmoduulin käyttäytymistä GeoCalc-ohjelmassa on käsitelty osittain kohdassa 5.2.2. GeoCalc-ohjelmassa annetaan MCM-mallin lähtötiedoiksi moduuliluvun m ja jännityseksponentin β lisäksi jännitystilankerroin k . Kerroin voi saada arvoja väliltä $k = 0 \dots 1$. Arvolla $k = 1$ moduuli lasketaan alkutilanteen jännitystilasta, jolloin maa on hyvin jäykkä. Arvolla $k = 0$ alkujännitystilaa ei oteta huomioon. Muodonmuutosmoduulin vaikutuksia voidaan tutkia GeoCalc-ohjelman MCM-mallilla muuttamalla maan jännitystilankerrointa k . (Vianova Systems Finland Oy 2008)

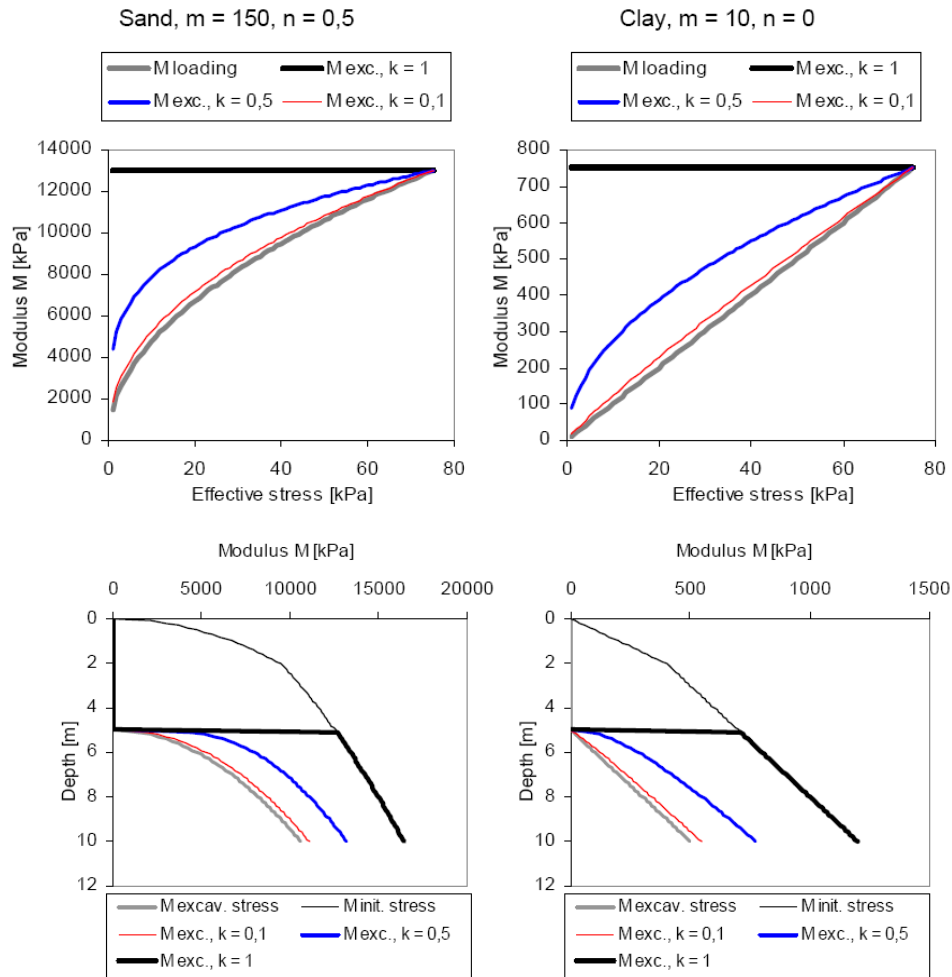
Kokoonpuristuvuusmoduuli lasketaan maan pystysuuntaisen jännityksen avulla, jolloin kaivannossa moduuli pienenee kaivun edetessä. Suljetussa tilassa saven kohdalla kuitenkin oletetaan, että tehokkaat jännitykset ja maan moduuli eivät muutu. Avoimessa tilassa tehokkaat jännitykset ja maan moduuli pienenevät, olettaen, että maa muistaa aiemman jännityshistoriansa. Tämän vuoksi maan jäykkyys on avoimessa tilassa maan jännityshistoriasta riippuvainen. Jännityshistoria otetaan huomioon lisäämällä kokoonpuristuvuusmoduulin M kaavaan (11) termi ylikonsolidaatioasteelle:

$$M = m \sigma_a \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_a} \right)^{1-\beta} OCR^{k(1-\beta)}, \quad (25)$$

jossa OCR on ylikonsolidoitumisaste ja

k on maan jännitystilankerroin. (Vianova Systems Finland Oy 2008)

Jännitystilankertoimen oletusarvo kitkamaissa on nolla ja koheesiomaissa yksi, mutta käyttäjä voi lähtötietoja annettaessa itse määrätä jännitystilankertoimen kullekin maakerrokselle. Käyttäjän tulee huomata, että maan jäykkyys ei puolitu alkujäykkyydestä kertoimen k ollessa 0,5. Jännitystilankertoimen k vaikutus hiekka- ja savimaan muodonmuutosmoduuliin on esitetty kuvassa 18. (Vianova Systems Finland Oy 2006).



Kuva 18. Jännitystilankertoimen k vaikutus maan muodonmuutosmoduuliin M hiekka- ja savimaassa (Vianova Systems Finland Oy 2006).

5.2.4 Lepopaine ja lepopaineen säilyminen kaivannon puolella

GeoCalc-ohjelmassa lepopaine p_0 lasketaan lepopaine kertoimen K_0 avulla kaavalla (26):

$$p_0 = K_0 \sigma_v, \quad (26)$$

jossa σ_v on pystyjännitys.

Avoimessa tilassa (σ') lepopainekerroin lasketaan GeoCalc-ohjelmassa Jakyn yhtälöllä, kaava (27):

$$K_0' = 1 - \sin \phi, \quad (27)$$

jossa ϕ on maan kitkakulma.

Suljetussa tilassa (σ) maan lepopaine liittyy kokonaisjännityksiin ja sen arvo on suurempi kuin K_0' . Suljetun tilan lepopainekerroin annetaan GeoCalc-ohjelmassa parametrina K_{0ud} ja sen suuruutta voidaan arvioida kaavalla (28):

$$K_{0ud} = \frac{\sigma_h' + u}{\sigma_v' + u} = \frac{K_0' \sigma_v' + u}{\sigma_v' + u}, \quad (28)$$

jossa σ_h' on tehokas vaakajännitys,

σ_v' on tehokas pystyjännitys ja

u on huokospaine.

Suljetun tilan lepopainekerrointa K_{0ud} on yleensä vaikea arvioida. Laskelmissa hyväksi todetut arvot K_{0ud} :lle ovat savelle 0,6...1,0. Karkearakeisissa maissa suljetun tilan vaikutusaika on erittäin lyhyt hyvän vedenläpäisevyyden johdosta. Tämän johdosta GeoCalc-ohjelmassa karkearakeiset maat, kuten hiekka ja moreeni, kannattaa laskea avoimessa tilassa, jolloin K_{0ud} -arvoksi annetaan 0. (Länsivaara 2008)

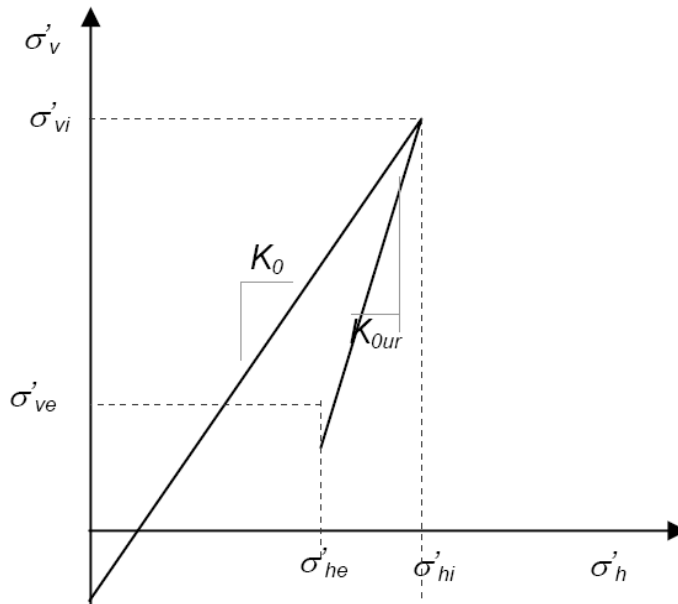
Ennen kaivannon kaivutyön aloittamista kohdistuu maahan lyötyyn tukiseinärakenteeseen vaakajännitystä, eli lepopainetta. Kun kaivutyö aloitetaan, pienenevät sekä maamassaan kohdistuva pystyjännitys, että tukiseinärakenteeseen kohdistuva lepopaine.

Kaivun seurauksena kaivettava maa ylikonsolidoituu. Ylikonsolidoituneissa maissa lepopainekertoimen on todettu olevan suurempi kuin normaalikonsolidoituneissa maissa. Tämä tarkoittaa, että kaivun edetessä lepopaine ei palaudu ylikonsolidoituneessa maassa samassa suhteessa kuin pystyjännitys, koska osa lepopaineen vaakajännityksestä säilyy. GeoCalc-ohjelmassa lepopaineen säilyminen voidaan ottaa huomioon kimmoteorian avulla tai Mayne & Kulhawyn esittämällä tavalla. (Vianova koulutus 2008)

Kimmoteorian mukaisessa ratkaisussa palautusvaiheen lepopainekerroin K_{0ur} (kuva 19) lasketaan lepopainekertoimesta palautuskuorman Poissonin luvusta. Tyypilliset

palautusvaiheen Poissonin luvun arvot ovat välillä $\nu \approx 0,15 \dots 0,25$. Mayne & Kulhawyn esittämällä tavalla ylikonsolidoituneen maan lepopaine kerroin K_{0OCR} lasketaan kaavalla (29):

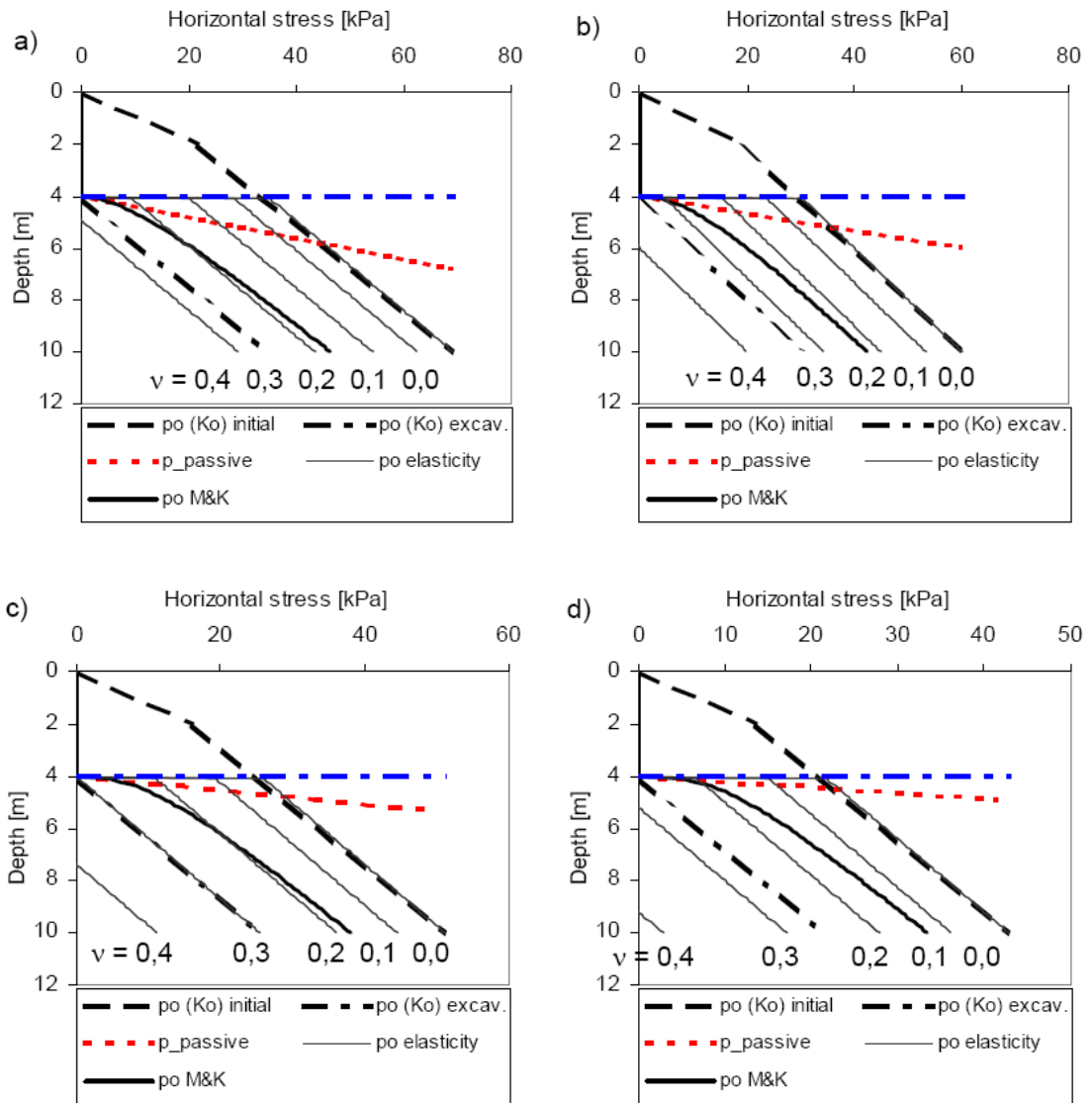
$$K_{0OCR} = (1 + \sin \phi) OCR^{\sin \phi}. \quad (29)$$



Kuva 19. Vaakasuuntainen jännitys eli lepopaine kaivun ja maan ylikonsolidoitumisen seurauksena (Vianova Systems Finland Oy 2006).

Lepopainemitoituksessa seinään kohdistuva mitoittava maanpaine seinän takana voidaan laskea GeoCalc-ohjelmassa joko lepopaineena tai aktiivisena maanpaineena.

Kuvassa 20 on esitetty kaivun johdosta ylikonsolidoituneen kaivannon pohjamaan lepopaineen säilymisen vaikutus maanpaineeseen eri teorioilla mitoitettuna.



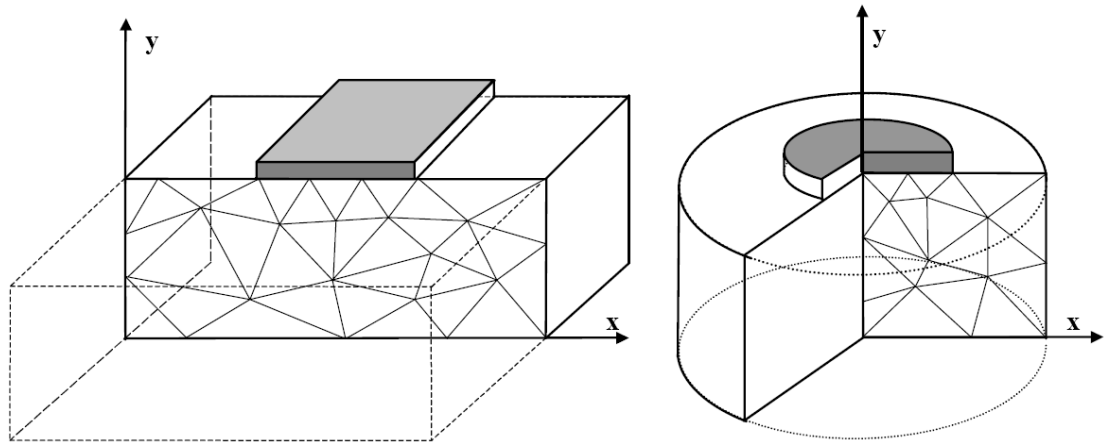
Kuva 20. Kaivun johdosta ylikonsolidoituneen kaivannon pohjamaan lepopaineen säilymisen vaikutus maanpaineeseen eri teorioilla tarkasteltuna kitkakulman ollessa a) 25° , b) 30° , c) 35° ja d) 40° (Vianova Systems Finland Oy 2006).

5.3 PLAXIS 2D

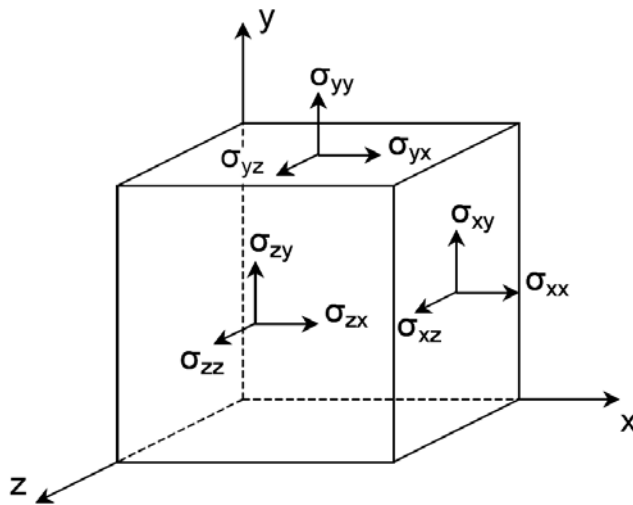
5.3.1 Yleistä

Laskennassa käytetään PLAXIS 2D -ohjelman versiota 8.7. Ohjelma on elementti-menetelmään perustuva laskentaohjelma, jolla voidaan erilaisilla maamalleilla suunnitella geomekaanisia tilanteita. Ohjelman eri maamalleja ovat muun muassa kimmoplastinen Mohr-Coulombin malli, Hardening Soil- sekä Soft Soil Creep -malli. Jokaisella mallilla on omat etunsa ja soveltuvuusalueensa. (Brinkgreve 2002)

Elementtimenetelmä on numeerinen laskentamenetelmä, jonka avulla analysoidaan todellisia rakenteita. Malli voi olla joko taso- tai pyörähdysymmetrinen malli, kuten kuvassa 21 on esitetty. PLAXIS-ohjelma mallintaa tilanteet kaksiulotteisesti, mutta jännitykset mallinnetaan kolmiulotteisesti, kuva 22. (Brinkgreve 2002)



Kuva 21. Taso- ja pyörähdysymmetrinen malli (Brinkgreve & Broere 2006).

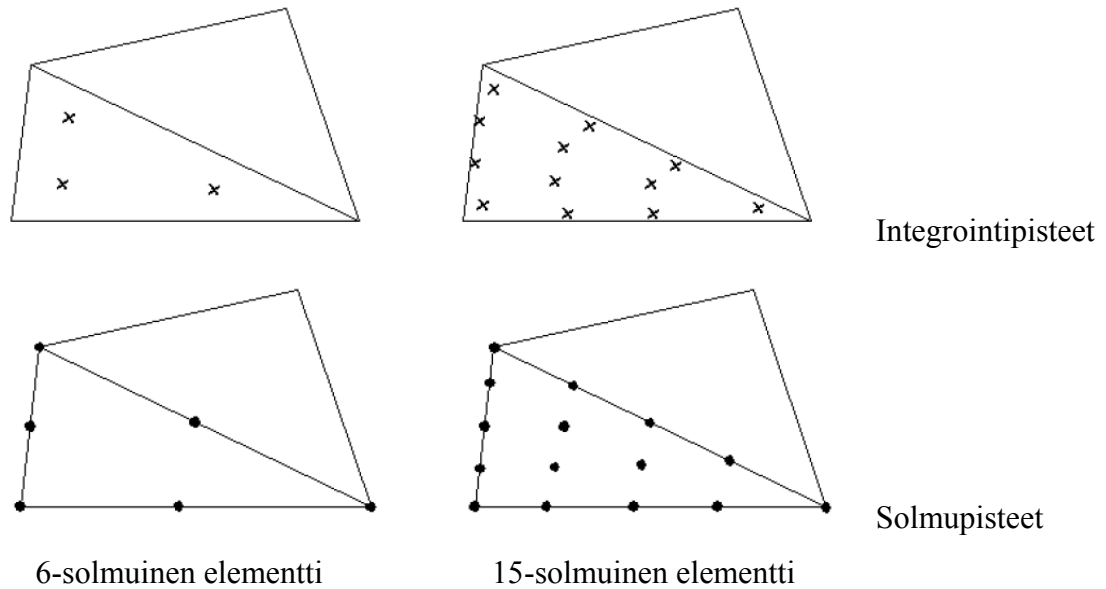


Kuva 22. Kolmiulotteinen koordinaatisto jännityksille (Brinkgreve & Broere 2006).

Haluttu malli jaetaan osa-alueisiin, elementteihin. Elementit ovat tasoelementtejä ja käyttäjä voi valita käytettäväkseen 6- tai 15-solmuisen kolmioelementin käyttöönsä. 15-solmuista kolmioelementtiä käytettäessä tulokset ovat teoreettisesti tarkempia kuin 6-solmuisella kolmioelementillä.

Elementtien rajapinnalla on solmupisteitä, joiden kautta elementti on yhteydessä ympäristöönsä eli muihin mallin elementteihin. Yhdessä ne muodostavat elementti-

verkon. Rajapinnan solmupisteiden lisäksi 15-solmuisen elementin sisäpuolella on lisää siirtymiä tarkentavia solmuja. Elementtien sisällä on numeeriseen integrointiin liittyviä pisteitä, joissa lasketaan muun muassa muodonmuutokset ja jännitykset. Elementit on esitetty integrointi- ja solmupisteineen kuvassa 23. (Brinkgreve 2002, Malmivaara 2004)



Kuva 23. PLAXIS-ohjelman 6- ja 15-solmuiset kolmioelementit (Brinkgreve & Broere 2006).

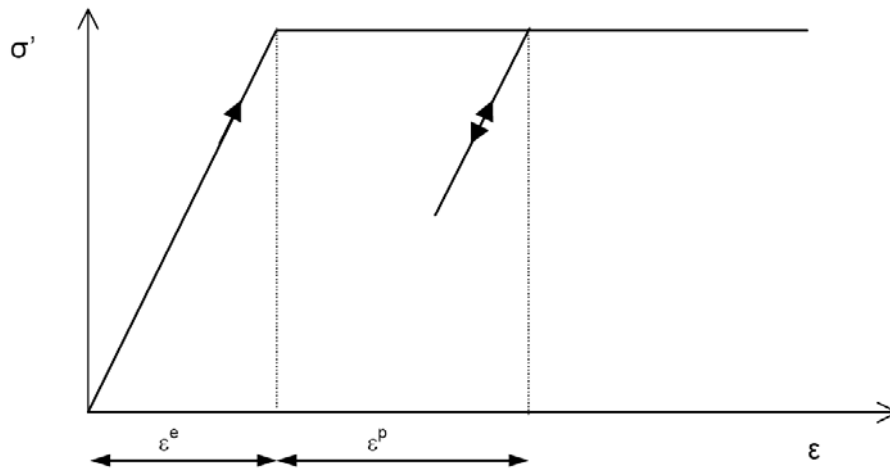
Lisäksi, mitä pienempi on elementtien koko ja mitä suurempi on niiden määrä mallissa, sitä tarkempi on saatava ratkaisu. Tarkempi malli vaatii myös enemmän laskutoimituksia ja laskenta-ajat voivat kasvaa pitkiksi. (Malmivaara 2004)

5.3.2 Mohr-Coulomb -malli

PLAXIS-ohjelman Mohr-Coulombin malli eli MC-malli on yksinkertaisin kimmo-plastinen PLAXIS-ohjelman malli. Se on ideaalisesti kimmoplastinen malli, jonka käyttöä varten syötetään kimmomoduli E ja Poissonin luku ν mallintamaan maan kimmoisuutta, sekä kitkakulma ϕ ja koheesio c mallintamaan maan plastisuutta. Lisäksi mallia varten tulee syöttää dilataatiokulma ψ . (Brinkgreve 2002)

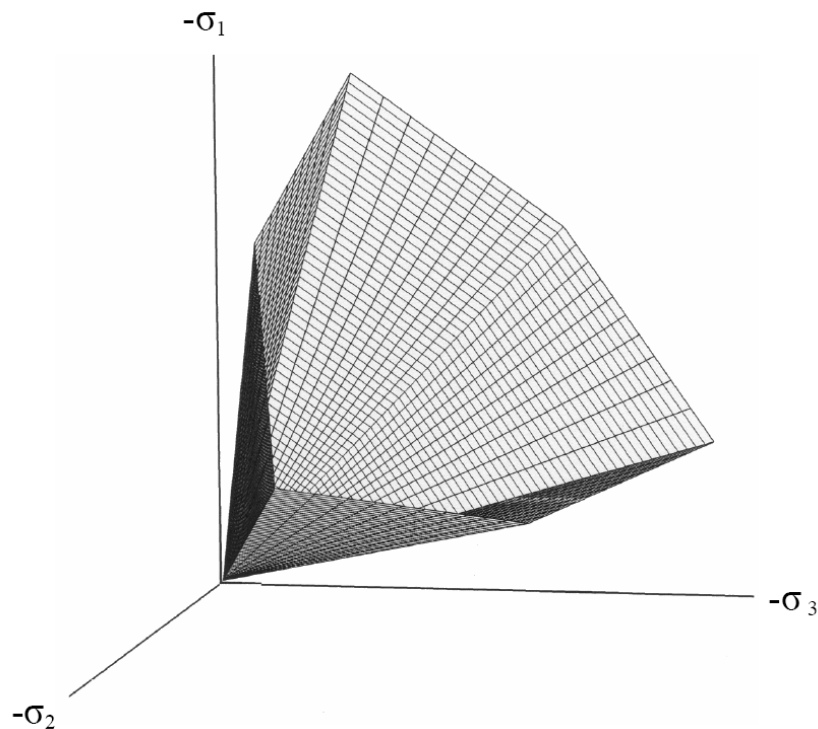
Mallissa muodonmuutos ja muodonmuutosnopeus muodostuvat kahdesta osasta: elastisesta $\underline{\epsilon}^e$ ja plastisesta osasta $\underline{\epsilon}^p$. Yhteys on esitetty kaavassa (30) ja kuvassa 24.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p. \quad (30)$$



Kuva 24. Muodonmuutoskäyrä Mohr-Coulombin mallissa (Brinkgreve & Broere 2006).

Kuvassa 25 on esitetty Mohr-Coulombin myötöpinta pääjännityskoordinaatistossa ($c = 0$). (Brinkgreve 2002)



Kuva 25. Mohr-Coulombin myötöpinta pääjännityskoordinaatistossa ($c = 0$) (Brinkgreve & Broere 2006).

Mohr-Coulombin myötökriteeri esitetään kaavan (31) mukaisesti (Malmivaara 2004):

$$|\tau| \leq c + \sigma' \tan \phi, \quad (31)$$

jossa τ on murtopinnalla vallitseva leikkausjännitys ja

σ' on murtopinnalla vallitseva tehokas normaali-jännitys.

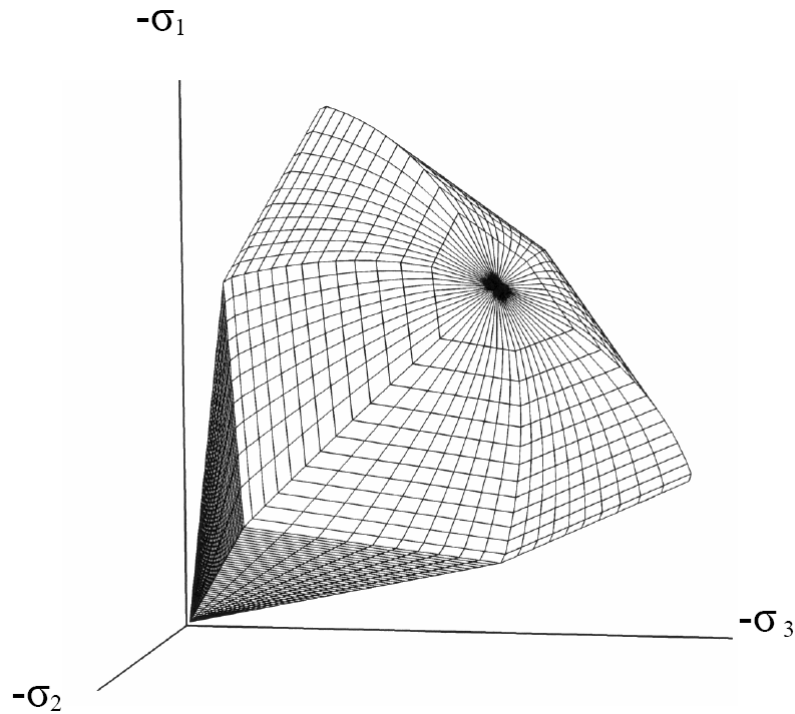
5.3.3 *Hardening Soil -malli – maan myötölujueneva malli*

Hardening Soil -malli eli HS-malli on MC-mallia edistyneempi tapa maan mallinnukseen (Malmivaara 2004). Se on myötölujueneva malli, joka ottaa huomioon materiaalin myötäämisen sekä deviatorisen, että hydrostaattisen akselin suunnassa. Malli soveltuu käytettäväksi kaikenlaisille maalajeille: kitkamaille, normaali-konsolidoituneille, sekä ylikonsolidoituneille koheesiomaille. Erityisen hyvin HS-malli soveltuu tilanteisiin, joissa tapahtuu kuormitusta, kuormitusten palautusta ja uudelleen kuormitusta, kuten esimerkiksi ankkuroidut tukiseinät. (Vepsäläinen 2007)

HS-mallin perusominaisuuksiin kuuluvat (Brinkgreve 2002, Malmivaara 2004)

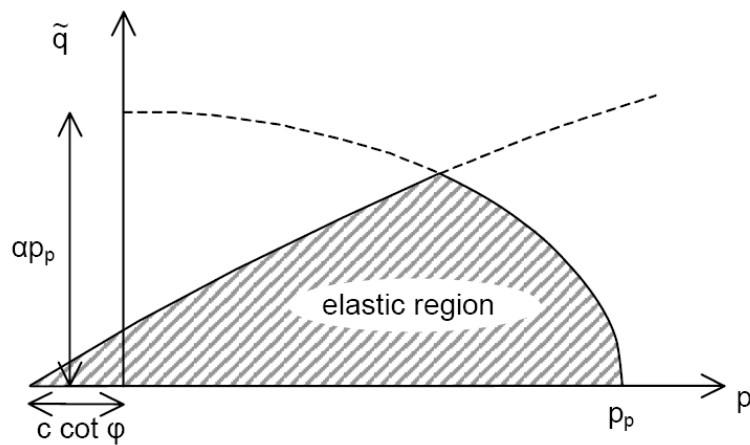
- maan muodonmuutosominaisuuksien jännitysriippuvuus,
- deviatorinen plastinen lujittuminen,
- hydrostaattinen plastinen lujittuminen,
- elastinen palautus-toistokuormitus sekä
- Mohr-Coulombin mukainen materiaalin murtuminen.

HS-mallin myötöpinnat on esitetty kuvassa 26. Myötöpinnat eroavat MC-mallin myötöpinnasta siten, että HS-mallissa on materiaalien myötääminen otettu huomioon hydrostaattisen akselin suunnassa niin sanotulla kuvulla (cap). (Vepsäläinen 2007)



Kuva 26. Hardening Soil mallin myötöpinnat pääjännityskoordinaatistossa ($c = 0$) (Brinkgreve & Broere 2006).

Kuvassa 27 on esitetty HS-mallin myötöpintojen poikkileikkaus tasossa \tilde{q} - p .



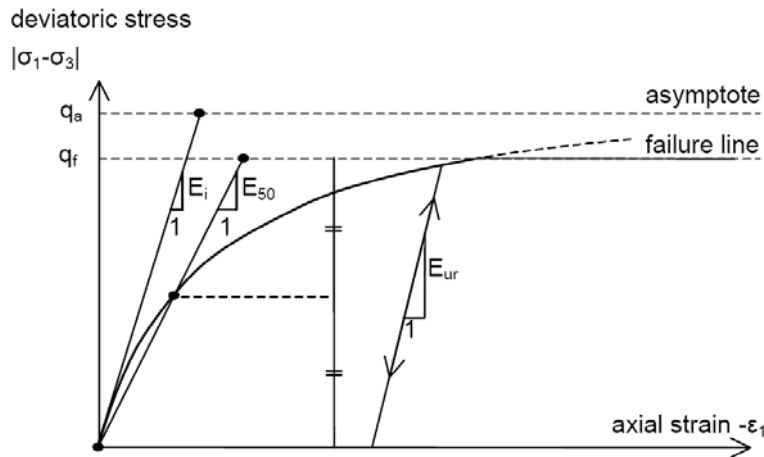
Kuva 27. Hardening Soil mallin myötöpinnat \tilde{q} - p tasossa (Brinkgreve & Broere 2006), jossa p_p on konsolidaatiojännitys ja parametri α saven lepopainekerroin normaali-konsolidoituneessa tilassa.

Deviatorinen jännitys \tilde{q} määritellään kaavojen (32) ja (33) mukaisesti (Brinkgreve 2002):

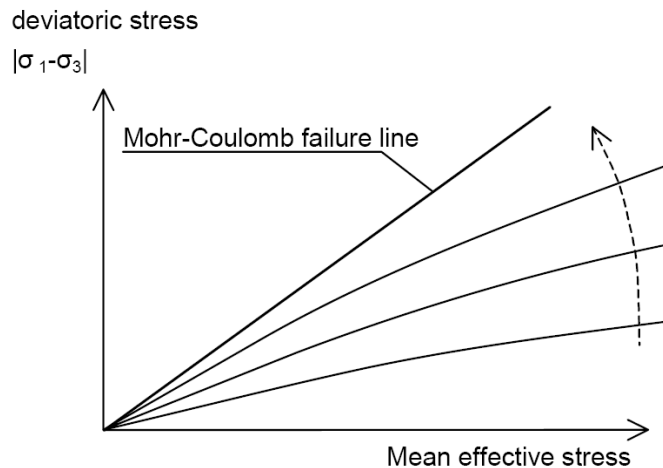
$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3, \quad (32)$$

$$\delta = \frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi}. \quad (33)$$

Deviatorisen myötölujenemisen periaate on esitetty kuvissa 28 ja 29.



Kuva 28. Hyperbolinen jännitys-muodonmuutosyhteys, jossa q_a on hyperbelin asymptootti ja q_f deviatorinen murtotila (Mohr-Coulombin murtoehto) (Brinkgreve & Broere 2006).



Kuva 29. Deviatorisen myötölujenemisen eteneminen (jännityseksponentti $\beta = 0,5$) deviatorisen parametrin γ_p funktiona (Brinkgreve & Broere 2006).

Jotta HS-mallia voidaan käyttää, tarvitaan sekä avoimia kolmiakselikokeita että ödometrikokeita, joiden avulla saadaan maalajeille tehokkaat parametrit mallin lähtötiedoiksi. Malliin syötettävät murtotilaparametrit ovat tehokas koheesio c' , tehokas

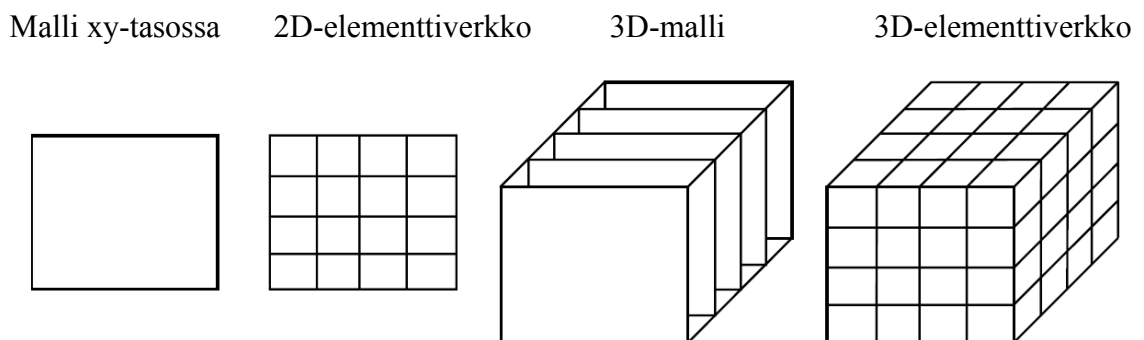
kitkakulma ϕ' sekä dilataatiokulma ψ . Muodonmuutosparametreiksi annetaan kolmiaksaalikokeesta saatava sekanttimoduuli standardi E_{50} sekä ödometristä esikuormituksen aikainen tangenttimoduuli E_{oed} . Lisäksi lähtötietoparametriksi tarvitaan kolmiaksaalikokeesta saatava palautusmoduuli E_{ur} . (Brinkgreve 2002, Vepsäläinen 2007)

5.4 PLAXIS 3D Tunnel

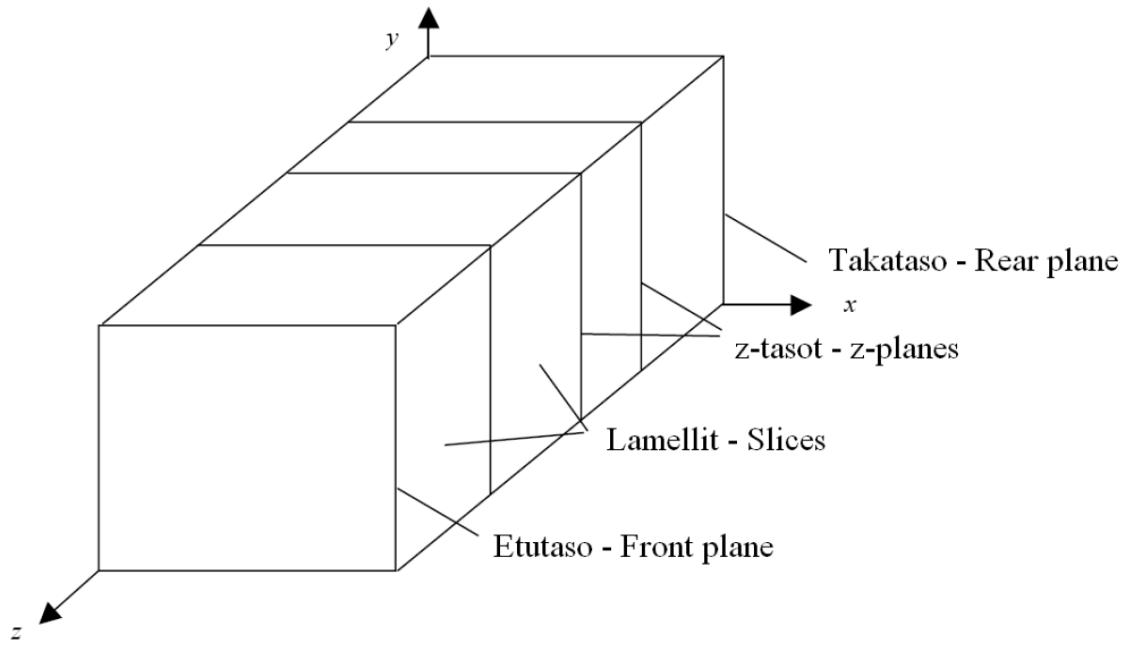
5.4.1 Yleistä

Laskennassa käytetään PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman versiota 2.0. Kuten PLAXIS 2D, on myös PLAXIS 3D Tunnel elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma maan mallintamiseen. PLAXIS 3D Tunnel on kolmiulotteinen ohjelma, jolla tutkitaan pääasiassa maanalaisia rakenteita, kuten tunneleita. Ohjelma soveltuu hyvin myös geoteknisten tapausten analysoimiseen. (Brinkgreve & Broere 2004)

PLAXIS 3D Tunnel perustuu samaan teoriaan kuin PLAXIS 2D -ohjelma. Mallin tekeminen aloitetaan määrittämällä mallin mitat xy-tasossa, jonka jälkeen luodaan 2D-elementtiverkko. 3D-elementtiverkko luodaan määrittämällä z-tasot, joiden väliin muodostuu lamelleja. 3D-elementtiverkon luominen PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmalla ei salli muutoksia geometriaan z-suunnassa, mutta esimerkiksi kuormat ja tukiseinä voidaan aktivoida lamelleittain. Kuvassa 30 on esitetty 3D-mallin luomisen periaatteet ja kuvassa 31 kolmiulotteisen mallin osat. (Brinkgreve & Broere 2004)



Kuva 30. PLAXIS 3D Tunnel -mallin luominen (Brinkgreve & Broere 2004).



Kuva 31. PLAXIS 3D -mallin osat (Brinkgreve & Broere 2004).

6 TUETTUJEN KAIVANTOJEN MALLINTAMINEN

6.1 Mallintamisen perustilanteet

6.1.1 Geometria

Laskelmia ja mallintamista varten luotiin kolme erilaista perustilannetta, joiden avulla tutkittiin GeoCalc-, PLAXIS- sekä MS Saarema -ohjelmilla muun muassa juna-kuormien, lepopaineen säilymisen ja muodonmuutosmoduulin vaikutusta tukiseinän siirtymiin ja maanpaineisiin. Tapaukset eivät perustu todellisiin kohteisiin.

Ensimmäinen perustilanne on ratapenkereen sijaitseminen koheesiomaalla. Kuivakuorisaven paksuus on 0,5 m ja sen alla on 20 m savea. Pohjavedenpinta sijaitsee kuivakuorisaven alapinnassa.

Toisessa perustilanteessa ratapenger sijaitsee kerroksellisessa maassa. Kuivakuorisaven paksuus on 0,5 m, sen alla on savea 8,5 m ja savea alla on 10 m paksuinen moreenikerros. Pohjavedenpinta sijaitsee kuivakuorisaven alapinnalla. Tukiseinän pituus on kerrosmaassa vakio, 12 m.

Kolmas perustilanne on ratapenkereen sijaitseminen kitkamaalla, joka koostuu 20 m paksuisesta hiekkakerroksesta. Pohjavedenpinnan taso sijaitsee 1 m maanpinnan alapuolella.

Eri maalajien parametritiedot on esitetty taulukossa 8.

Taulukko 8. Perustilanteiden maaparametrit

Maalaji	Tilavuuspaino γ [kN/m³]	Koheesio c [kPa]	Kitkakulma ϕ [°]
Ratapenger	20	-	33
Kuivakuorisavi, KuSa	17	30	-
Savi, Sa	15,5	20	-
Hiekka, Hk	18,5	-	30
Moreeni, Mr	19	-	38

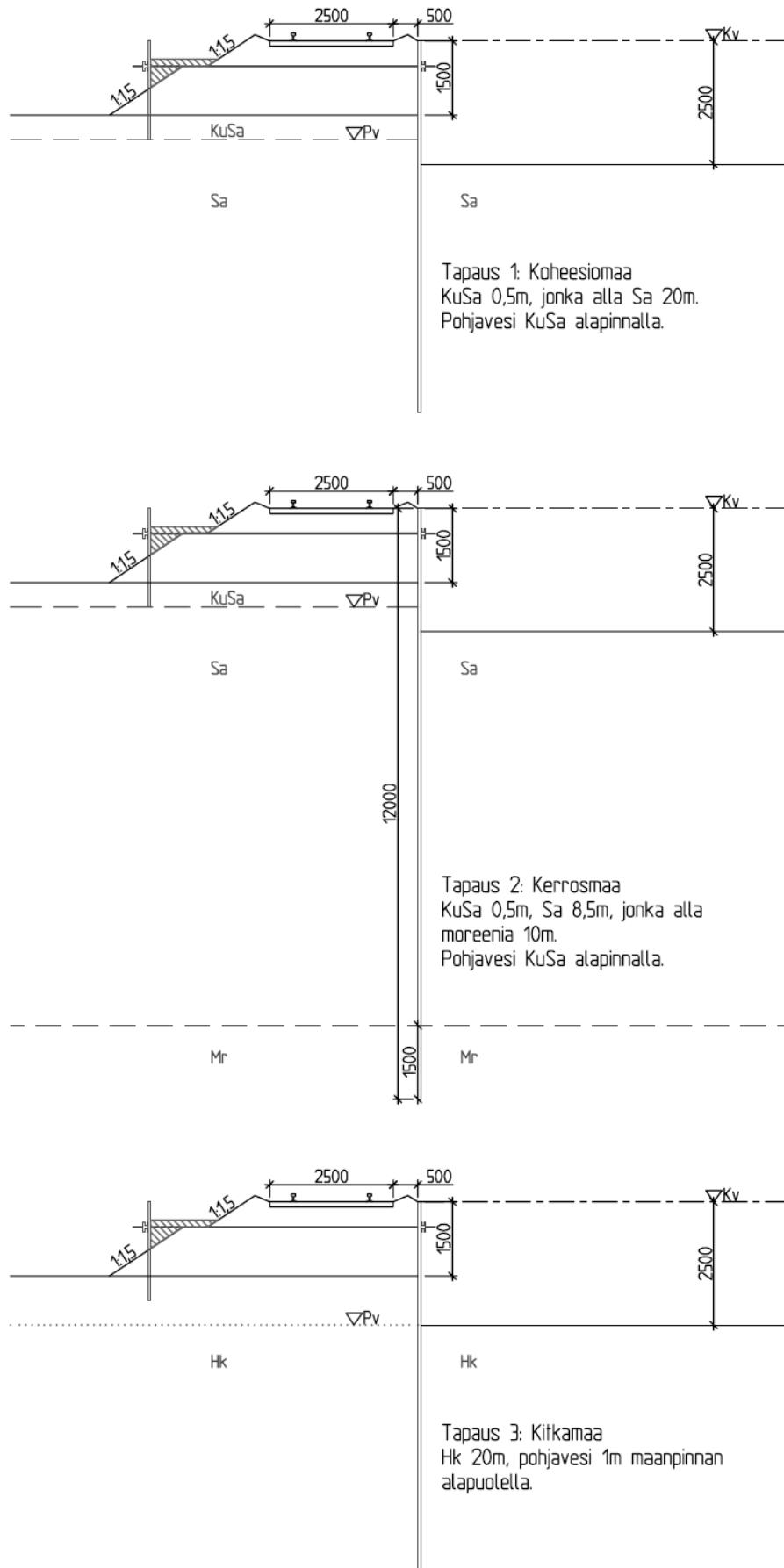
Yksiraiteisen radan pengerkorkeus on 1,5 m ja pengerleveys 6,0 m. Penkereen kaltevuus on 1:1,5. Aluspenkereen korkeus 1,0 m ja sen päällä, jätkänpolkujen välissä, on 0,5 m paksu päällysrakenne. Ratapölkkyjen leveys on 2,5 m.

Tukiseinän teräsprofiileina käytetään Larssen 604:a. Profiilit lyödään 0,5 m päähän ratapölkkyistä ja tukiseinärakenne tuetaan yhdeltä tasolta vaakasuoraan asennettavilla ankkureilla. Ankkureiden asennustaso on 0,5 m korkeusviivan alapuolella ja asennusväli 1 m. Ankkureiden halkaisija on 32 mm ja pituus 5,5 m. Ankkurit ankkuroidaan teräsponsittiprofiiliin ja penkereen läpi tuleva ankkurin pää peitetään täyttemaalla.

Yksiraiteisen radan viereen tehdään radansuuntainen, hyvin leveä kaivanto, jonka syvyys on 2,5 m radan korkeusviivasta. Radan päällä oletetaan olevan staattista junakuormaa, jonka akselipaino on 25 tonnia. Kuormat jakautuvat kuormakaavion LM71 mukaisesti (taulukko 5 ja kuva 4b). Tärinän vaikutuksia ei oteta huomioon kuorman staattisuudesta johtuen.

Oletetaan, että kuvatuissa tilanteissa junakuorma ei olekaan staattinen, vaan juna-liikennettä kulkee radalla. Nopeuksien tulee olla hyvin alhaisia kaivannon sijaitessa vain 0,5 m päässä ratapölkystä. Alhaiset liikennöintinopeudet eivät aiheuta voimakasta tärinää, joka vaikuttaisi pysyvästi maanpaineen suuruuteen. Tämän vuoksi mallinnuksessa käytettävä staattinen kuorma, joka ei ota huomioon tärinän vaikutuksia kaivannon tukiseinärakenteisiin, on pätevä mallinnustilanne.

Perustilanteet on havainnollistettu kuvassa 32.



Kuva 32. Mallintamisen perustilanteet.

6.1.2 Ohjelmissa käytettävät mallit

GeoCalc-ohjelman jousi-palkki-malli ei mahdollista ratapenkereen todellisten muotojen mallintamista, jonka vuoksi ratapenger esitetään 1,5 m paksuisena maakerroksena GeoCalc-ohjelmassa. GeoCalc- ja MS Saarelma -ohjelma mallintavat tapaukset samalla tavalla, jonka vuoksi MS Saarelma -ohjelman mallia ei tarvitse muokata vertailtavuuden vuoksi. GeoCalc- ja PLAXIS-ohjelmien mallintamistavat eroavat toisistaan ja PLAXIS-malli muokataan GeoCalc-mallia vastaavaksi.

PLAXIS-ohjelmassa on mahdollista mallintaa todellisen muotoinen ratapenger, toisin kuin GeoCalc-ohjelmassa. PLAXIS 2D -malleja tehdään kahdenlaisia.

- Ensimmäinen malli muokataan GeoCalc-ohjelman mallin geometriaa vastaavaksi, jolloin ratapenger esitetään 1,5 m paksuisena maakerroksena ja mallin tuloksia voidaan verrata suoraan GeoCalc-ohjelman tuloksiin. Malliin viitataan myöhemmässä tekstissä nimellä PLAXIS 2D GC.
- Toisessa mallissa ratapenger mallinnetaan todellisen muotoisena. Malliin viitataan myöhemmässä tekstissä nimellä PLAXIS 2D todellinen.

PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman malli tehtiin GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi, jossa ratapenger on 1,5 m paksuinen maakerros. Malliin viitataan myöhemmässä tekstissä nimellä PLAXIS 3D GC. Todellisen muotoisen ratapenkereen mallintaminen ei onnistunut ohjelman kaatuessa kesken mallin luonnin.

PLAXIS 3D GC -mallissa hyödynnetään junakuorman ja -vaunun symmetriaa. Symmetriakatkokset tehtiin telien puolivälistä ja junavaunun puolesta välistä, jolloin tarkasteltavan alueen pituus on 6,25 m. Telien vaikutusalueella, 2,5 m × 3,2 m, vaikuttaa junakuorma, ja junavaunun vaikutusalueella, 2,5 m × 3,05 m, ei vaikuta lainkaan kuormia.

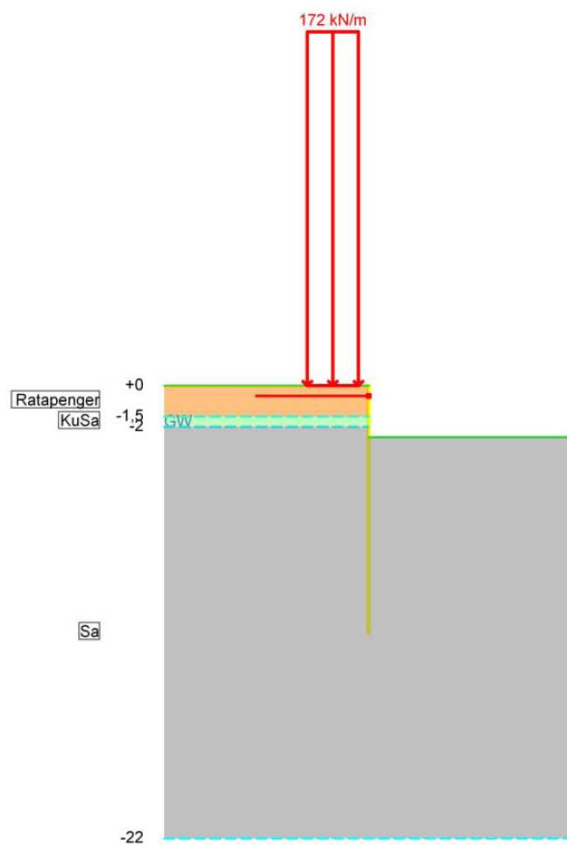
PLAXIS 2D- ja 3D Tunnel -ohjelmissa jokainen työvaihe lasketaan erikseen. Työ- ja laskentajärjestys on seuraavanlainen:

1. tukiseinän asentaminen,
2. kaivu tasolle -0,7 m,
3. ankkurin asentaminen tasolle -0,5 m (sekä mallissa PLAXIS 2D todellinen vastapontin asentaminen ja täyttö),

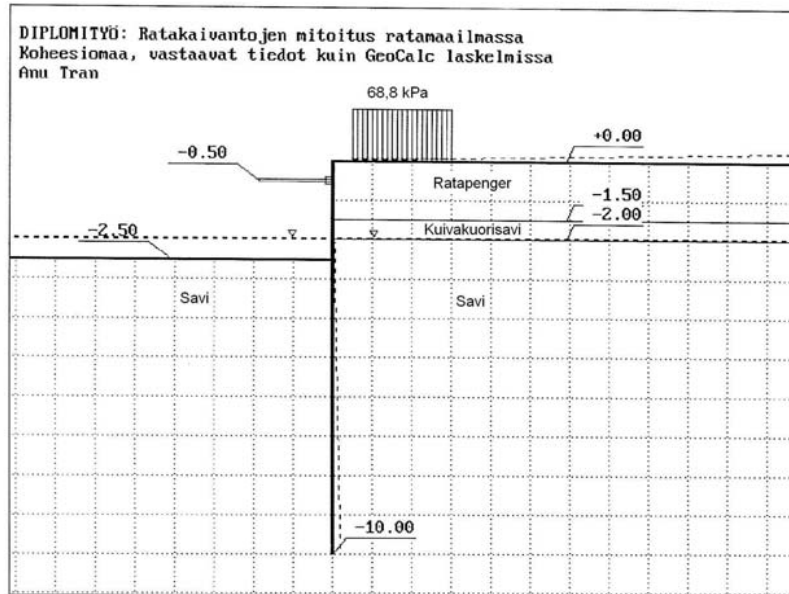
4. kaivu tasolle -1,5 m, -2,0 m ja -2,5 m, sekä viimeiseksi
5. kuorman sijoittaminen penkereen päälle.

PLAXIS-ohjelmissa käytetään 15-solmuisia kolmioelementtejä ja laskelmat tehdään Mohr-Coulombin mallilla. Hardening Soil -mallia ei käytetty, sillä mallin lähtötiedoiksi tarvitaan laboratoriokokeista saatavia parametreja, joita ei tässä työssä ole käytettävissä.

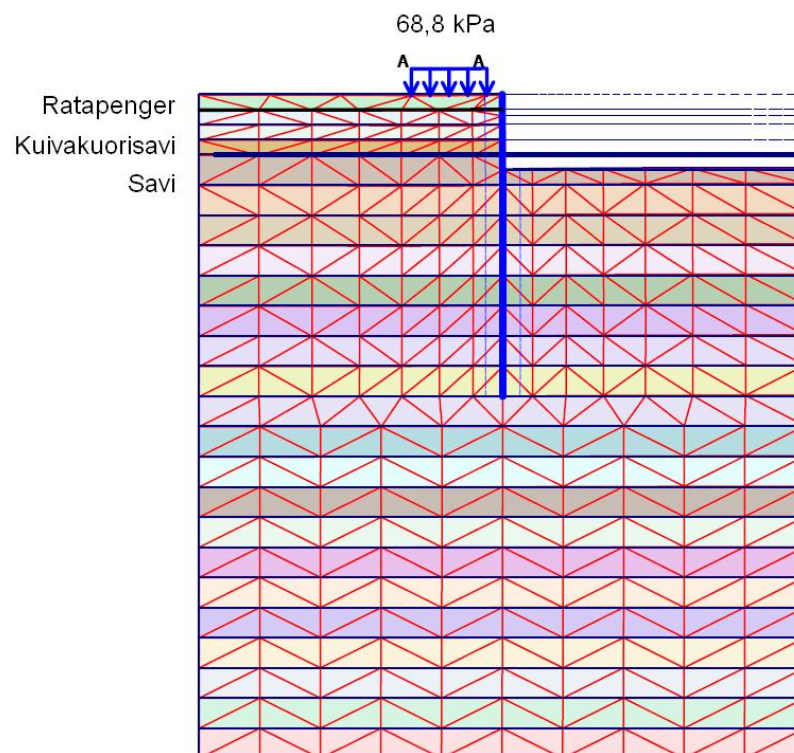
Kuvissa 33, 34, 35, 36 ja 37 on esitetty koheesiomaan mallit GeoCalc-, MS Saarelma-, PLAXIS 2D- ja 3D Tunnel -ohjelmissa. Kaikkien tapausten mallit (koheesio-, kerros- ja kitkamaa) GeoCalc-, PLAXIS- sekä MS Saarelma -ohjelmissa on esitetty liitteissä 1 - 15.



Kuva 33. Koheesiomaan malli GeoCalc-ohjelmassa.



Kuva 34. Koheesiomaan malli MS Saarema -ohjelmassa.



Kuva 35. Koheesiomaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, kun ratapenger on mallinnettu GeoCalc-ohjelman tavoin (PLAXIS 2D GC).

Jotta GeoCalc- ja PLAXIS-ohjelmien tulokset olisivat verrattavissa toisiinsa, tehdään PLAXIS-laskelmat tehokkaiden jännitysten analyysillä suljetussa tilassa. Analyysia varten materiaalityypiksi valitaan Undrained ja parametreiksi syötetään suljetun tilan tilavuuspaino, kitkakulma sekä koheesio. Kimmomoduuli ja Poissonin luku tulee syöttää tehokkaina parametriarvoina. (Brinkgreve & Broere 2006, Vepsäläinen 2003)

PLAXIS-ohjelmassa maa mielletään isotrooppiseksi muodonmuutosparametrien suhteen, jonka vuoksi moduulien arvot pysty- ja vaakasuunnissa ovat samat. PLAXIS-ohjelman kimmomoduuli E_{ref} lasketaan kaavalla (34):

$$E_{ref} = E_{oed} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}, \quad (34)$$

jossa E_{oed} vastaa kokoonpuristuvuusmoduulia M .

PLAXIS-ohjelmassa maakerroksen kimmomoduuli E_{ref} on vakio koko kerroksen paksuudella. GeoCalc-ohjelmassa kimmomoduulin arvo kasvaa maakerroksen syvyyden kasvaessa. Tulosten vertailtavuuden vuoksi PLAXIS-ohjelmassa ratapenger jaetaan 0,5 m sekä savi-, hiekka- ja moreenikerrokset 1,0 m paksuisiin kerroksiin. Jokaiselle maakerrokselle määritetään kimmomoduuli E_{ref} kerroksen alapinnalta kaavojen (11) ja (34) avulla Poissonin luvun ollessa $\nu = 0,3$ (katso kohta 5.2.2). E_{ref} -parametrin määrittäminen on esitetty liitteessä 17.

6.1.3 Laskentaohjelmiin syötettävät parametrit

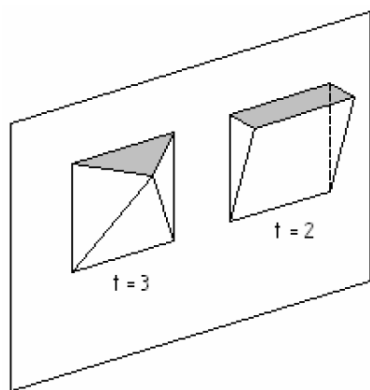
GeoCalc-, PLAXIS 2D- ja 3D Tunnel- sekä MS Saarelma -ohjelmiin syötettävät parametrit on esitetty liitteessä 16. Myös tukiseinän ja ankkurin lähtötiedot on esitetty liitteessä 16. Parametreja syötettäessä on kiinnitetty erityistä huomiota siihen, että tiedot vastaavat toisiaan eri ohjelmissa. Esimerkiksi ankkurin jousivakio (EA/L) pysyy kaikissa ohjelmissa vakiona.

GeoCalc-ohjelman laskelmissa käytetään neljää palkkielementtiä metriä kohden. Parametreiksi ξ_{50a} ja ξ_{50p} valitaan 0,50, jolloin GeoCalc-ohjelmassa päädytään lineaariseen siirtymäfunktioon, kuten MS Saarelma -ohjelmassa. Ratapenkereelle, hiekalle ja moreenille annetaan K_{0ud} arvoksi nolla, kuivakuorisavalle 0,6, sekä savelle 0,9. Jännitystilankerroin k on ratapenkereellä, hiekalla ja moreenilla 0,5, kuivakuorisavella ja savella yksi. Seinäkitkakertoimeksi valitaan kaikissa tapauksissa 0,45.

K_{0ud} -, k -arvot sekä seinäkitkakerroin on valittu GeoCalc-ohjelman suositusten mukaisesti.

6.1.4 Junakuormat

GeoCalc-ohjelmassa voidaan kuorma mallintaa kolmiulotteisena. Ohjelmassa viivakuorman tai keskitetyn kuorman aiheuttama maanpaine lasketaan Rakennuskaivanto-ohjeen (RIL 181 1989) mukaan. Määrittämällä kuormatyypiksi $t = 1, 2$ tai 3 , valitaan, onko kyseessä viivakuorma vai keskitetty kuorma. Kun $t = 1$, lasketaan annettu tapaus kaksiulotteisessa ympäristössä. Kuormatyypin ollessa $t = 2$ tai 3 (kuva 38), kyseessä on kolmiulotteinen tapaus.



Kuva 38. Kuormatyypit $t = 2$ ja 3 GeoCalc-ohjelman kolmiulotteisessa tapauksessa (Vianova Systems Finland Oy 2006).

Junan mitoittavana akselipainoluokkana käytetään 25 tonnia, jolloin LM71-taulukon mukaan mitoituksessa käytettävä vastaava nauhakuorma on 172 kN/m. GeoCalc-ohjelman 2D-nauhakuormana käytetään kyseisenlaista junakuormaa kuormatyypin ollessa $t = 1$. Ohjelman 3D-osassa syötetään kuorman tiedoiksi kuorman suuruus, leveys ja pituus. Junakuormana käytetään $4 \times 275 \text{ kN} = 1100 \text{ kN}$, joka vastaa neljää mitoitusakselikuormaa (neljä teliä). Kuorma vaikuttaa pituudella 6,4 m eli telien koko pituudella ja se mallinnetaan nauhakuormana $t = 2$. Kuorman leveys on 2,5 m. Esijännittämättömät ankkurit on asennettu 1 m välein.

PLAXIS 2D ja 3D Tunnel -ohjelmissa junakuormaksi syötetään $68,8 \text{ kN/m}^2$. 3D-mallissa telien vaikutusalueella, $2,5 \text{ m} \times 3,2 \text{ m}$, vaikuttaa junakuorma, jonka suuruus on $68,8 \text{ kN/m}^2$. Junavaunun vaikutusalueella, $2,5 \text{ m} \times 3,05 \text{ m}$, ei vaikuta lainkaan kuormia. Esijännittämättömät ankkurit on asennettu 1 m välein.

7 LASKENTAOHJELMIEN TULOKSET JA NIIDEN VERTAILU

7.1 Maanpaine-siirtymä-mallit

GeoCalc-ohjelmassa laskelmat tehtiin kaikille tapauksille sekä MCM- että DCM-malleja käyttäen. Vertailut tehtiin sekä PLAXIS- että MS Saarelma -ohjelmilla. PLAXIS-ohjelmassa laskelmat tehtiin käyttäen malleja PLAXIS 2D GC ja PLAXIS 2D todellinen.

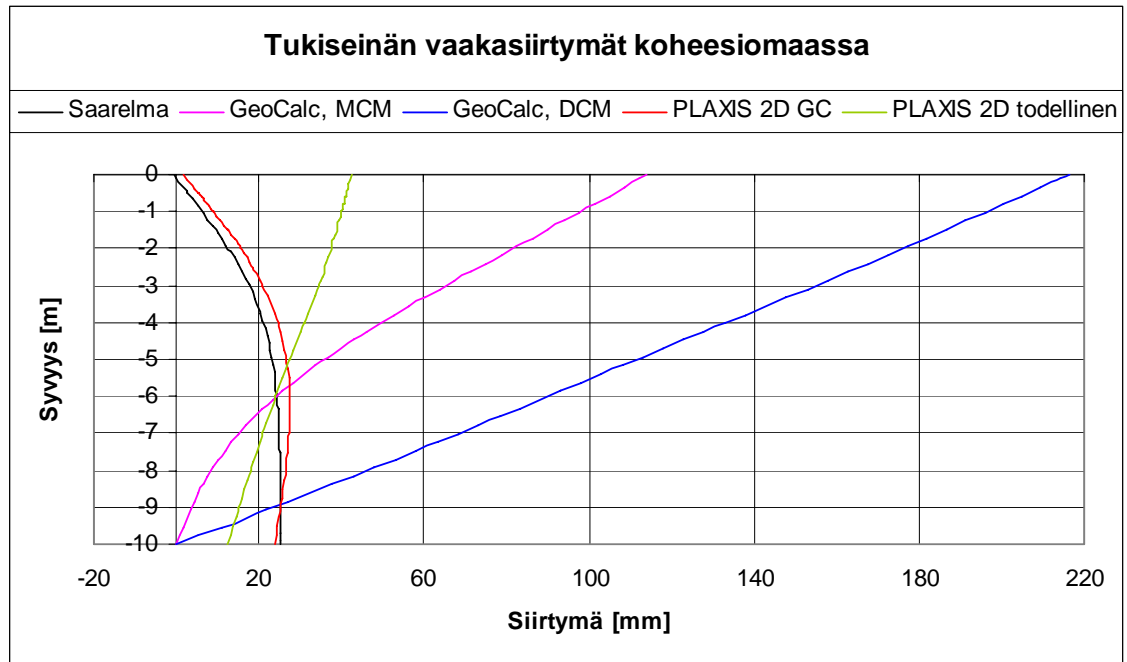
Koheesiomaatapauksessa seinän alitse ei tapahdu suotovirtausta. Tulosten perusteella teräsponttiprofiilin optimaalisin pituus GeoCalc-ohjelmassa on sekä MCM- että DCM-mallissa 10 m sekä ilman ankkureiden esijännittämistä, että esijännittämällä – muilla pontin pituuksilla esiintyy paljon iterointiongelmia tai tilanteet näyttävät sortuvan.

Kerrosmaassa teräsponttiseinän pituus on vakio, 12 m, eikä seinän alitse oleteta tapahtuvan suotovirtausta. Kitkamaatapauksessa seinän alitse ei tapahdu suotovirtausta, sillä pohjavedenpinta on samalla tasolla seinän molemmilla puolilla. Kitkamaatapauksessa teräsponttiprofiilin optimaalisin pituus on 10 m koheesiomaatapauksen tavoin.

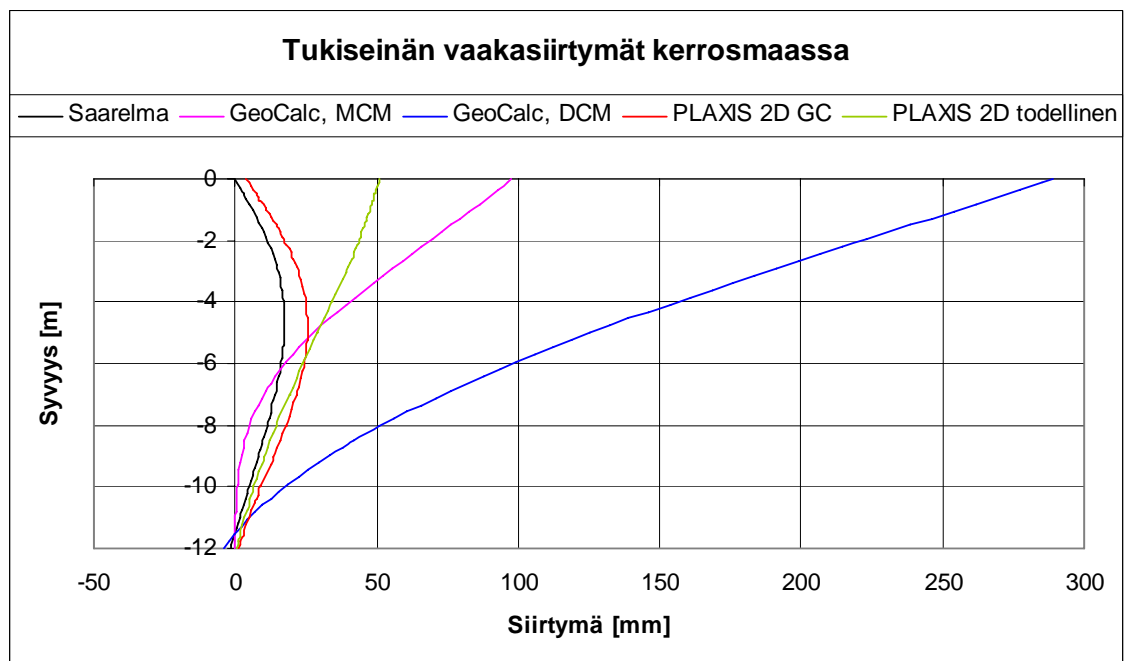
Koska muita ohjelmia verrataan GeoCalc-ohjelmaan, ei pontin pituutta muutettu mitoitettaessa tukiseinää PLAXIS 2D- ja MS Saarelma -ohjelmilla. Teräsponttiseinän pituus PLAXIS 2D- ja MS Saarelma -ohjelmissa on sekä koheesio- että kitkamaatapauksissa 10 m ja kerrosmaatapauksessa 12 m.

Kuvissa 39, 40 ja 41 on esitetty tukiseinän vaakasiirtymät koheesio-, kerros- ja kitkamaassa eri ohjelmilla laskettuina. Ankkureita ei ole esijännitetty.

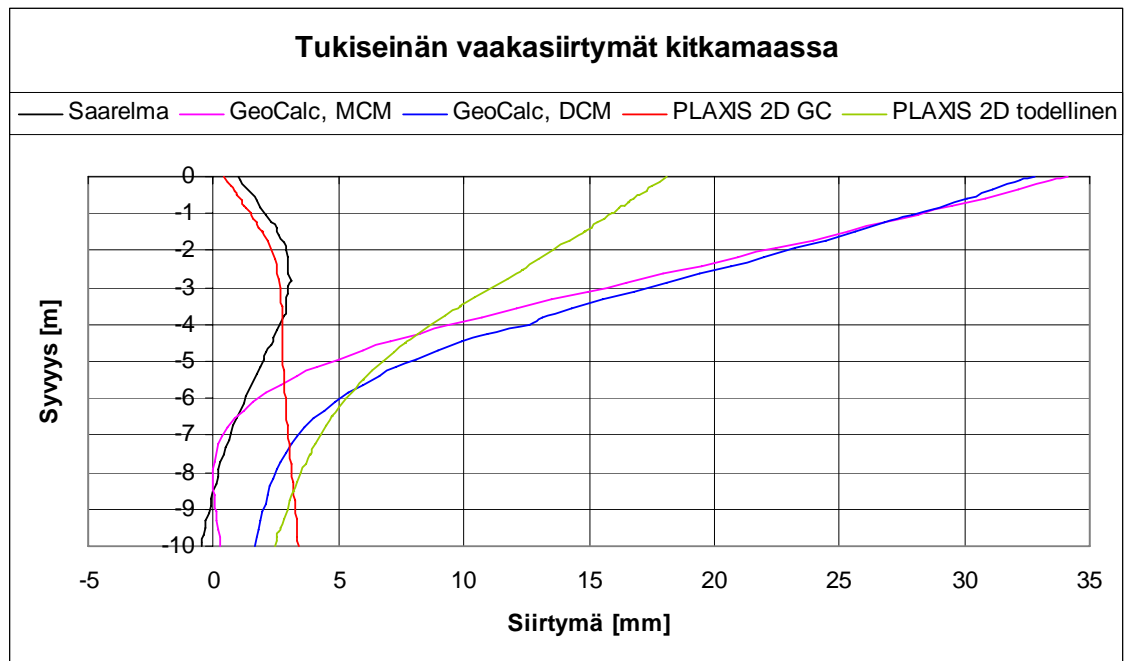
Huomattavaa on, että MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien siirtymät poikkeavat selvästi sekä suuruudeltaan että muodoltaan vastaavista GeoCalc-ohjelman tuloksista. MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallin siirtymät ovat koheesio- ja kerrosmaassa suuruudeltaan ja muodoltaan hyvin lähellä toisiaan. Kitkamaassa MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien siirtymät poikkeavat toisistaan tukiseinän alapäässä. GeoCalc-ohjelman mallien siirtymät ovat kaikissa tapauksissa vertailun suurimpia.



Kuva 39. Tukiseinän vaakasiirtymät koheesiomaassa eri ohjelmilla laskettuina.



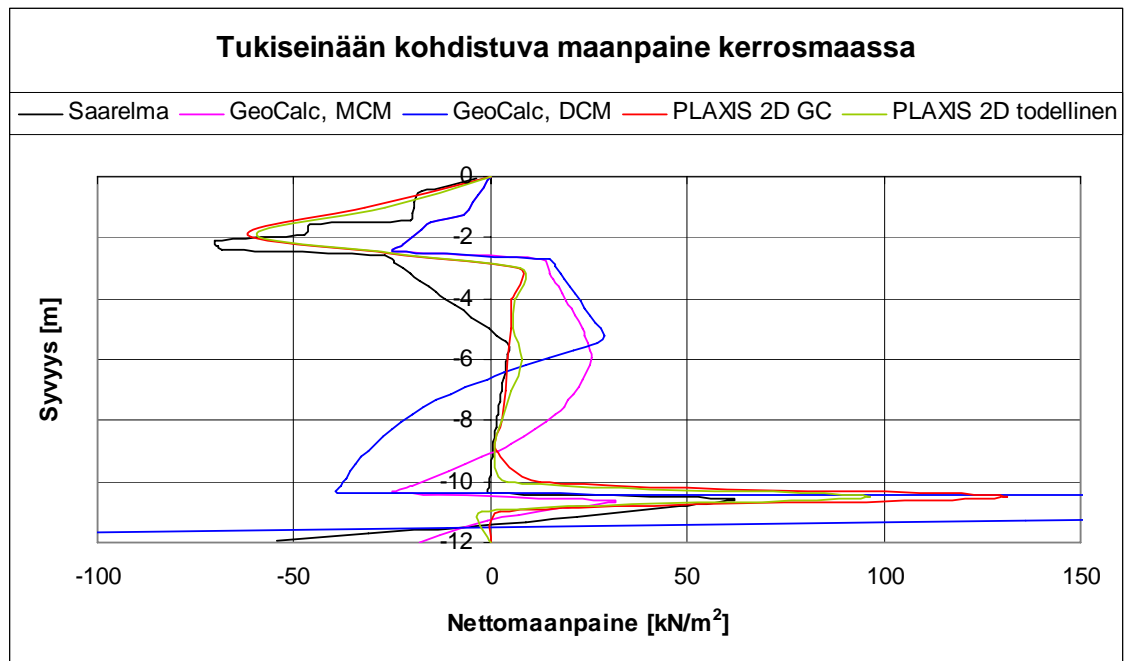
Kuva 40. Tukiseinän vaakasiirtymät kerrosmaassa eri ohjelmilla laskettuina.



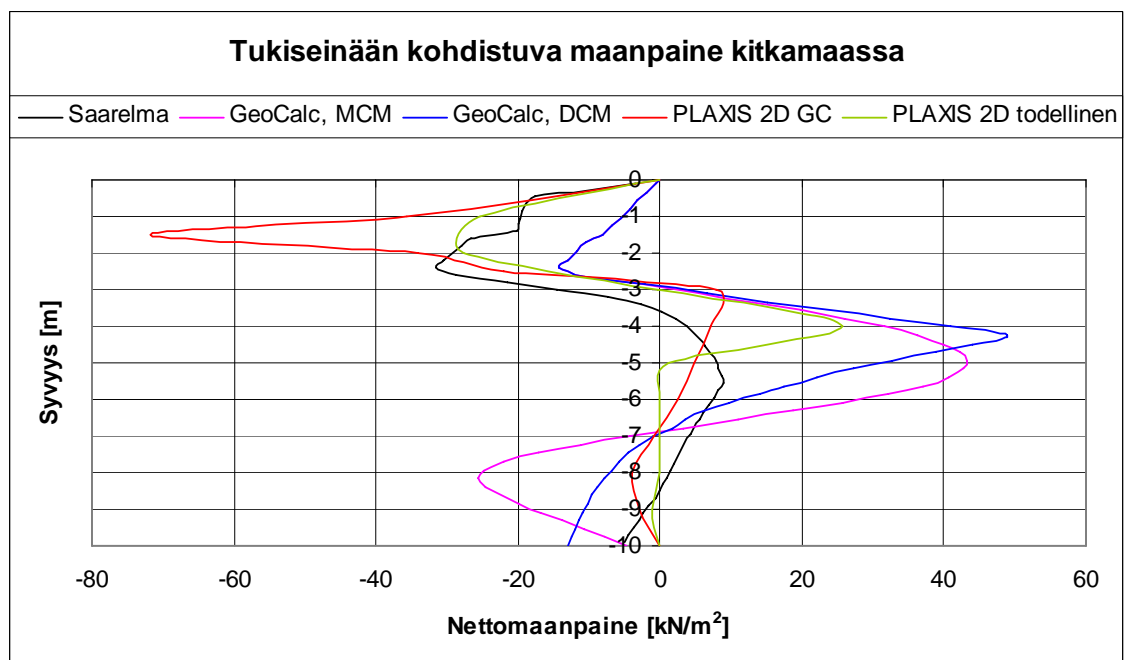
Kuva 41. Tukiseinän vaakasiirtymät kitkamaassa eri ohjelmilla laskettuina.

PLAXIS 2D todellinen -mallin siirtymät poikkeavat PLAXIS 2D GC -mallin siirtymistä tukiseinän yläpäässä. PLAXIS 2D todellinen -mallissa ankkuri on kiinnitetty vastaponttiin, joka liikkuu laskennan edetessä. Vastapontin ja ankkurin liikkeistä johtuen myös tukiseinä pääsee liikkumaan yläpäästään kohti kaivantoa. PLAXIS 2D GC -mallissa ankkuri on kiinnitetty mallin reunaan, joka ei liiku – ankkuri ei pääse myötäilemään tukiseinän liikkeitä ja estää tukiseinän yläpään suuret siirtymät kohti kaivantoa. PLAXIS 2D todellinen -mallin siirtymäverkko koheesiomaassa on esitetty kuvassa 42, josta havaitaan vastapontin liikkuminen.

Kuvissa 43, 44 ja 45 on esitetty tukiseinään kohdistuvat nettomaanpaineet kaikissa tapauksissa.



Kuva 44. Tukiseinään kohdistuva nettomaanpaine kerrosmaassa. GeoCalc-ohjelman DCM-mallissa nettomaanpaine on suurimmillaan noin 625 kN/m^2 kaivannon puolella ja tukiseinän takana noin -300 kN/m^2 .



Kuva 45. Tukiseinään kohdistuva nettomaanpaine kitkamaassa.

Eri ohjelmien välillä on havaittavissa suuriakin eroja nettomaanpainekäyrien muodoissa ja niiden suuruuksissa. Lisäksi koheesiomaassa PLAXIS-ohjelman nettomaanpainet ovat pontin syvyydellä -10 m selvästi positiivisella puolella, kun taas GeoCalc-ohjelmassa nettomaanpaineen arvot ovat syvyydellä -10 m negatiivisella puolella.

Kitkamaassa PLAXIS 2D todellinen -mallin nettomaanpaineikäyrä on käytännössä nolla syvyydestä -5 m alkaen.

GeoCalc-ohjelman MCM- ja DCM-mallien nettomaanpaineiden käyttäytymisessä havaitaan eroja koheesio- ja kerrosmaassa. Erot alkavat noin syvyydellä -5 m ja ovat suurimmillaan kerrosmaatapauksen moreenissa. Kitkamaassa maanpaineikäyrien muodot eroavat vain hieman toisistaan. MS Saarelma -ohjelmassa nettomaanpaine kasvaa loivasti lopullisen kaivussyvyyden (-2,5 m) alapuolella, kun muissa ohjelmissa nettomaanpaine muuttuu jyrkästi negatiivisista nettomaanpaineen arvoista positiivisiksi.

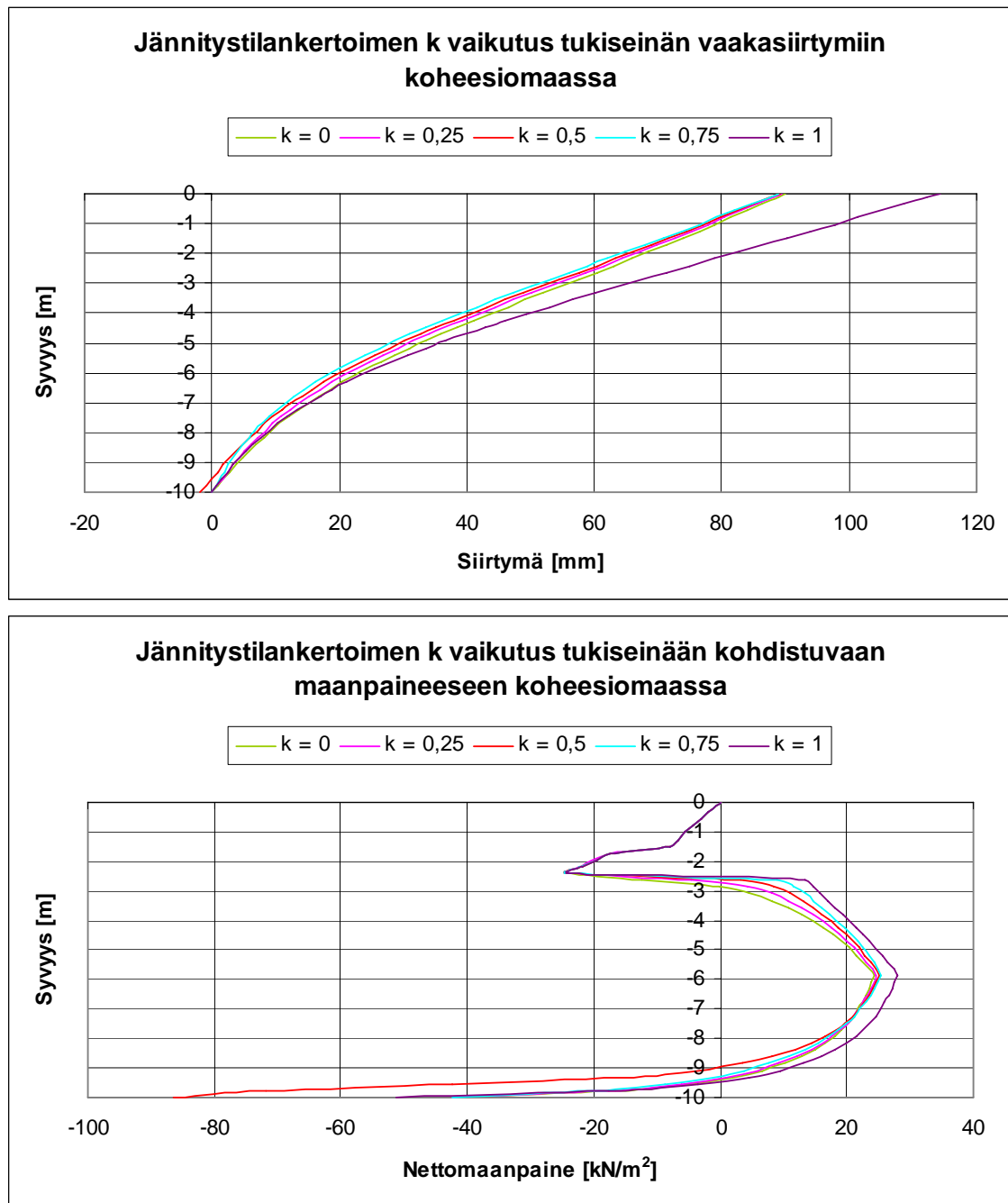
GeoCalc-ohjelmassa esiintyi runsaasti iterointiongelmia. Tyypillisessä iterointiongelmassa tukiseinä näyttää sortuvan tietyllä kaivutasolla (tukiseinän vaakasiirtymä on useita tuhansia millimetrejä), mutta seuraavassa kaivuvaiheessa siirtymät palautuvat takaisin järkeviin mittaluokkiin.

7.2 Maan muodonmuutosmoduuli

Maan muodonmuutosmoduulin vaikutusta tukiseinän siirtymiin tutkittiin GeoCalc-ohjelman MCM-mallilla muuntelemalla maan jännitystilankerrointa k , joka vaikuttaa maan jäykkyyteen. Jännitystilankerrointa tutkittaessa eroja pitäisi syntyä tukiseinän siirtymiin; maanpaineisiin ei jännitystilankertoimen tulisi vaikuttaa.

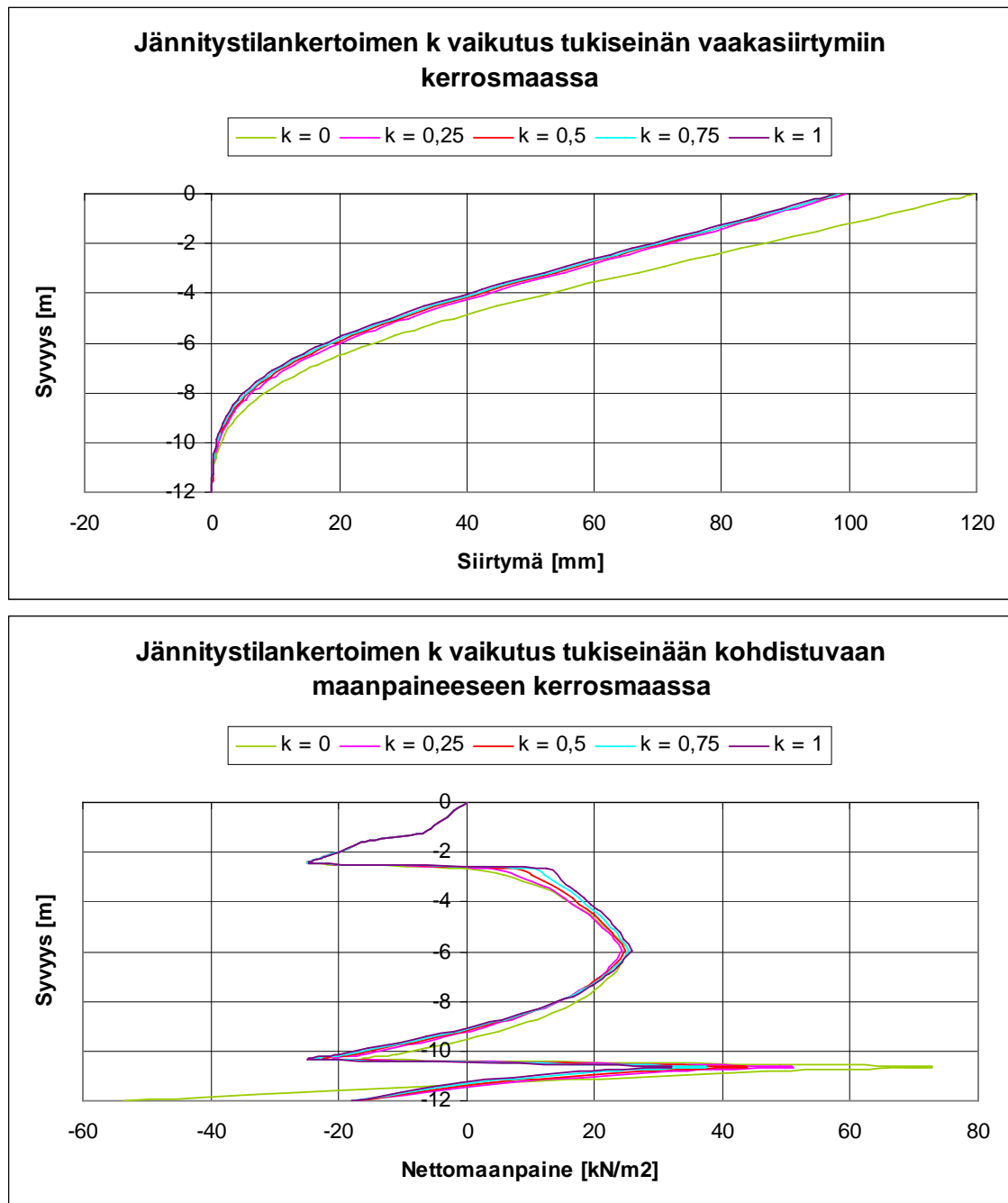
Arvolla $k = 1$ muodonmuutosmoduuli lasketaan alkutilanteen jännitystilasta, eli maan ollessa jäykimmillään, ja arvolla $k = 0$ alkujännitystilaa ei oteta huomioon. Muilla ohjelmilla ei maan muodonmuutosmoduulin vaikutuksia tutkittu.

Koheesiomaatapauksessa syntyvät tukiseinän vaakasiirtymät ja nettomaanpaine on esitetty kuvassa 46, jossa on muunneltu kuivakuorisaven ja saven jännitystilankerrointa välillä $k = 0 \dots 1$. Ratapenkereen jännitystilankerroin on vakio, $k = 0,5$. Kuvassa 47 on esitetty kerrosmaatapauksen tukiseinän vaakasiirtymät ja seinään kohdistuva nettomaanpaine, kun kuivakuorisaven ja saven jännitystilankerrointa on muunneltu koheesiomaatapauksen tavoin. Ratapenkereen ja moreenin kertoimet ovat vakioita, $k = 0,5$. Kitkamaatapauksessa muutetaan hiekan jännitystilankerrointa välillä $k = 0 \dots 1$ ratapenkereen kertoimen ollessa vakio, $k = 0,5$. Tukiseinän vaakasiirtymät ja seinään kohdistuva nettomaanpaine on esitetty kuvassa 48.



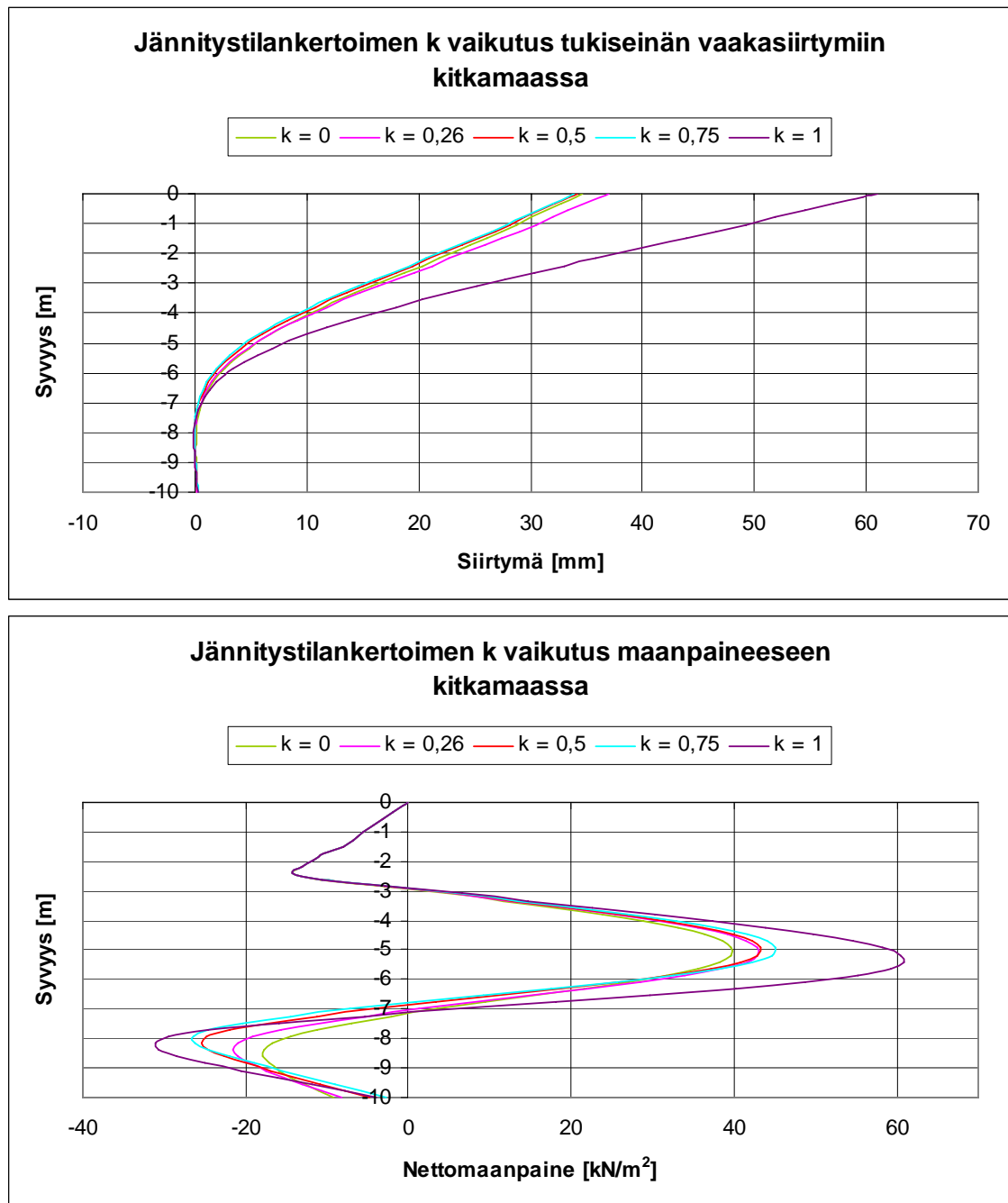
Kuva 46. Kuivakuorisaven ja saven jännitystilankertoimen k vaikutus tukiseinän siirtymiin ja nettomaanpaineeseen koheesiomaassa.

Koheesiomaassa tukiseinän siirtymät pienenevät maan jäykkyyden kasvaessa, mutta huomattavia eroja siirtymissä ei ole toisiinsa verrattuna. Maan ollessa jäykimmillään, $k = 1$, siirtymät poikkeavat selvästi muista tapauksista; siirtymät ovat suurimmillaan, kun niiden pitäisi olla pienimmillään. Nettomaanpaine kuvaajista havaitaan, että lähellä lopullista kaivutasoa $-2,5$ m maanpaineen arvo kasvaa jännitystilankertoimen k kasvaessa.



Kuva 47. Kuivakuorisaven ja saven jännitystilankertoimen k vaikutus tukiseinän siirtymiin ja nettomaanpaineeseen kerrosmaassa.

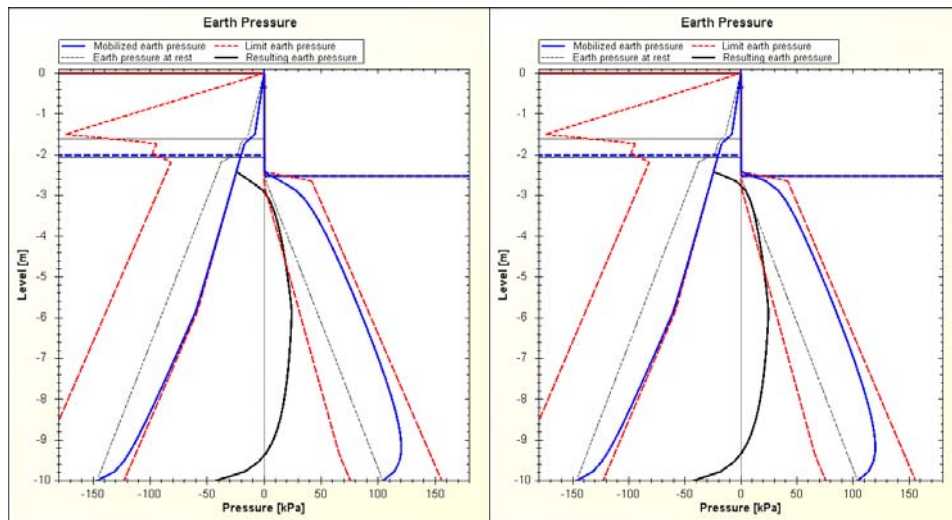
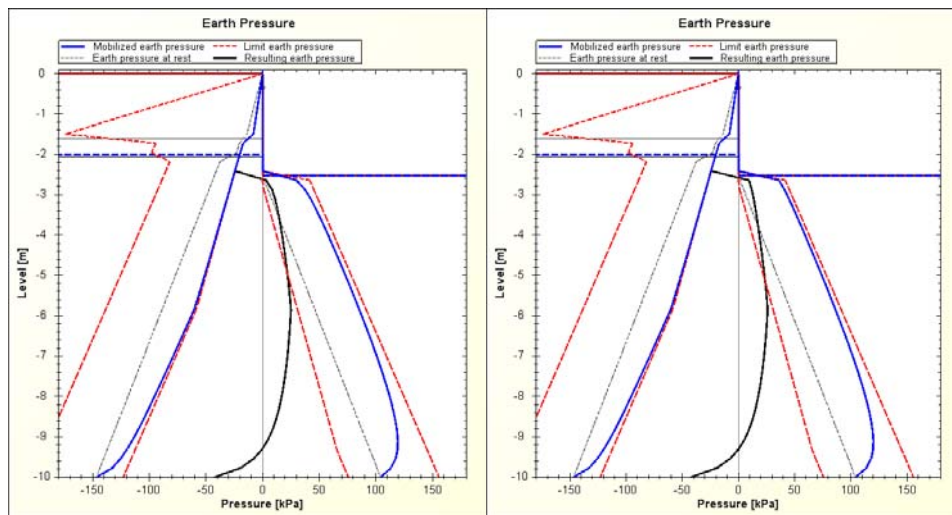
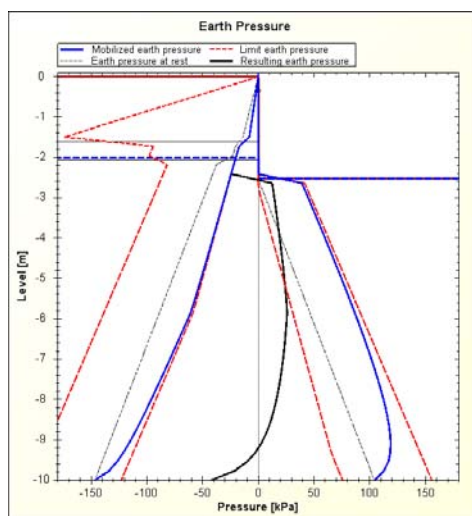
Kerrosmaassa tukiseinän siirtymät pienenevät maan jäykkyyden kasvaessa. Tukiseinän siirtymät poikkeavat selvästi muista tapauksista, kun $k = 0$. Kun $k = 0$, siirtymän ero tukiseinän yläpäässä muihin tapauksiin verrattuna on noin 20 mm. Nettomaanpaineet pienenevät lähellä lopullista kaivutasoa -2,5 m jännitystilankertoimen k pienetessä.



Kuva 48. Hiekan jännitystilankertoimen k vaikutus tukiseinän siirtymiin ja nettomaanpaineeseen kitkamaassa. Kun $k = 0,25$, esiintyy laskelmissa iterointiongelmia (siirtymät tuhansia millimetrejä), jonka vuoksi laskennassa on käytetty tuloksia, kun $k = 0,26$.

Kitkamaassa esiintyi iterointiongelmia enemmän kuin muissa tapauksissa. Maan ollessa jäykimmillään, $k = 1$, tukiseinän vaakasiirtymät ovat suurimmillaan. Muissa tapauksissa siirtymät poikkeavat toisistaan vain vähän. Nettomaanpaineet kasvavat jännitystilankertoimen k kasvaessa lopullisen kaivutason alapuolella.

Kuvassa 49 on esitetty GeoCalc-ohjelman tulostamat maanpaine kuvaajat koheesio-
maatapauksesta. Maanpaine kuvaajissa on esitetty passiivisen ja aktiivisen maanpaineen
ääriarvot (punaiset katkoviivat), lepopainekäyrä (mustat katkoviivat) ja mobilisoituvat
maanpaineet (siniset viivat) tukiseinän molemmilla puolilla, sekä nettomaanpaine
(musta viiva). Maanpaine kuvaajista havaitaan, että jännitystilankertoimen k kasvaessa
mobilisoituva maanpaine lähestyy kaivannon puolella tasaisesti passiivisen maan-
paineen käyrää lähellä lopullista kaivutasoa -2,5 m. Mitä syvemmälle lopullisesta
kaivutasosta mennään, sitä vähemmän jännitystilankertoimella on vaikutusta
mobilisoituvaan maanpaineeseen.

a) $k = 0$ b) $k = 0,25$ c) $k = 0,5$ d) $k = 0,75$ e) $k = 1$ 

Kuva 49. Tukiseinään kohdistuvan maanpaineen käyttäytyminen koheesiomaassa kaivutasolla -2,5 m eri kuivakuorisaven ja saven jännitystilankertoimilla k .

7.3 Lepopaine ja lepopaineen säilyminen

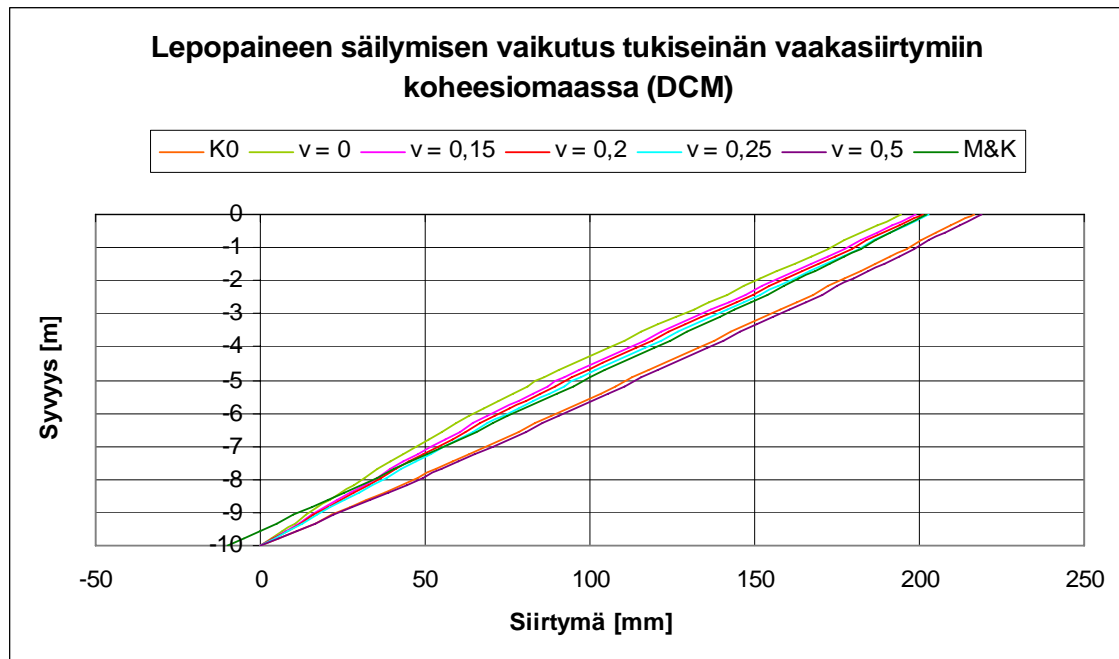
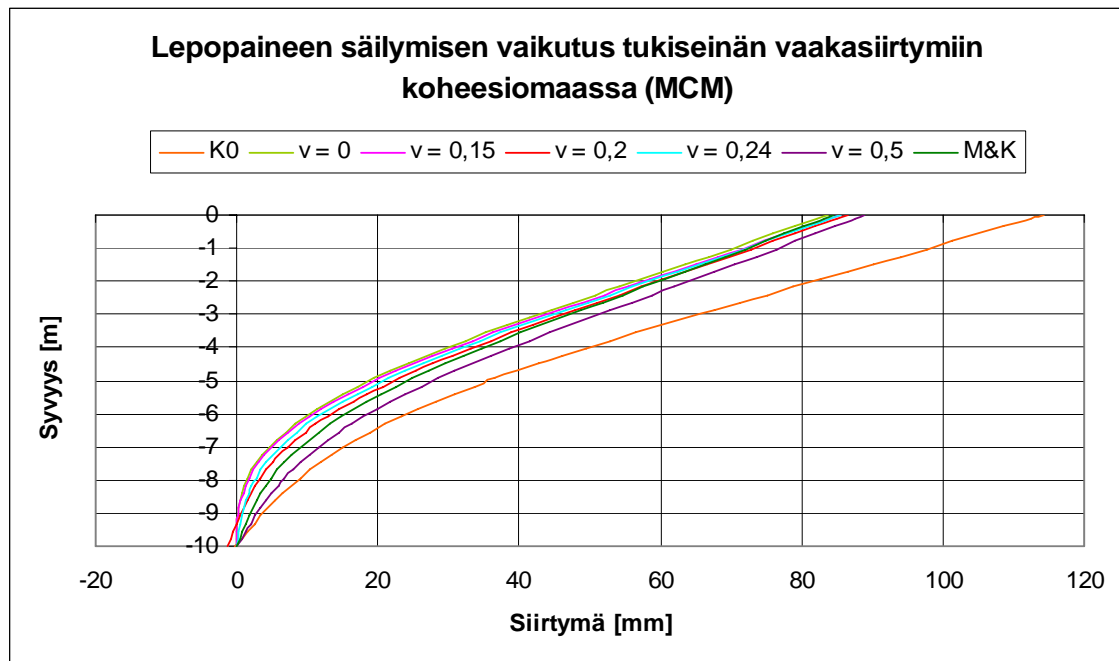
Maan kaivusta johtuva kaivannon pohjamaan ylikonsolidoituminen ja siitä seuraavan lepopaineen säilymistä tutkittiin GeoCalc-ohjelmassa koheesio- ja kerrosmaatapauksissa, sekä MCM-, että DCM-mallilla. Kitkamaatapausta tutkittiin, mutta lukuisten iterointiongelmien vuoksi ei GeoCalc-ohjelmasta saatu vertailukelpoisia tuloksia. Lisäksi maan ylikonsolidoituminen koskee pääasiassa koheesiomaita, jonka vuoksi on ymmärrettävää jättää kitkamaatapaus pois tarkasteluista.

Seinään kohdistuva mitoittava maanpaine seinän takana on aktiivinen maanpaine ja kaivusta häiriintyvän maakerroksen paksuus kaivannon puolella on 0,1 m (kimmoteoria ja Mayne & Kulhawyn).

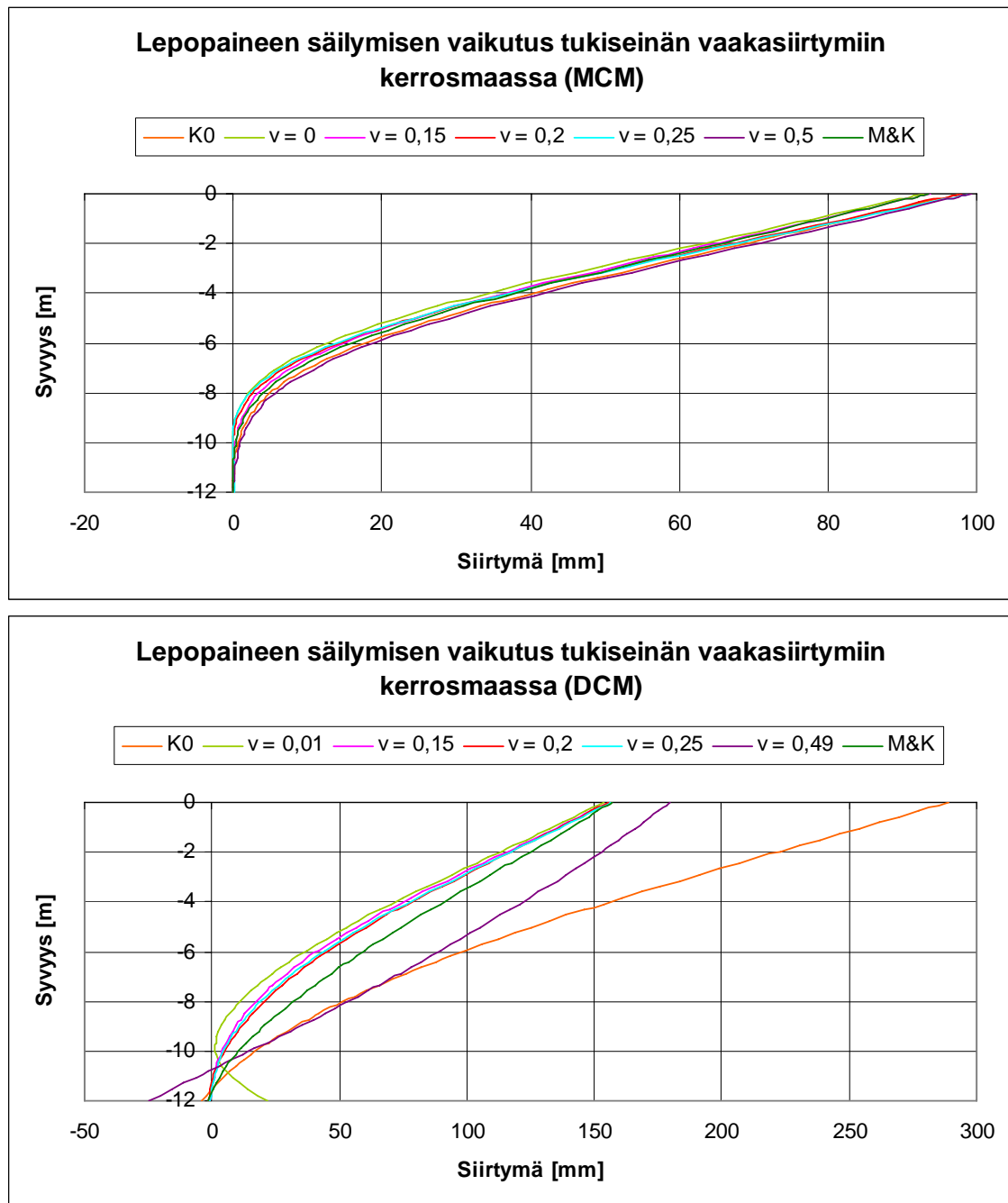
Kuvissa 50 ja 51 on esitetty koheesio- ja kerrosmaatapauksessa syntyvät tukiseinän vaakasiirtymät eri teorioilla laskettuina GeoCalc-ohjelman MCM- ja DCM-mallilla. Lepopainemenetelmässä K0 maan lepopaine kerroin ei ota huomioon maan ylikonsolidoitumista kaivun seurauksena. Kimmoteorian mukaisessa ratkaisussa lepopaineen säilyminen otetaan huomioon muuntamalla palautusvaiheen Poissonin lukua välillä $\nu = 0 \dots 0,5$ ($\nu = 0$, lepopaine säilyy täysin). Mayne & Kulhawyn menetelmässä ylikonsolidoituneen maan lepopaine kerroin lasketaan kaavalla (29).

Kuvissa 52 ja 53 on esitetty maan kaivusta johtuvan maan ylikonsolidoitumisen ja lepopaineen säilymisen vaikutukset tukiseinään kohdistuvaan nettomaanpaineseen koheesio- ja kerrosmaassa.

Koheesiomaassa maan kaivusta johtuva kaivannon pohjamaan ylikonsolidoituminen ja lepopaineen säilymisen tutkiminen onnistui hyvin sekä MCM- että DCM-mallilla. Siirtymät pienenevät lepopaineen kasvamisen myötä, joskin erot siirtymissä ovat varsin pieniä. MCM-mallissa lepopainemenetelmällä K0 laskettu tukiseinän vaakasiirtymä poikkeaa selvästi muista tuloksista. DCM-mallissa lepopainemenetelmän ja kimmoiteorian $\nu = 0,5$ tulokset poikkeavat selvästi muista tuloksista ja ovat keskenään hyvin lähellä toisiaan.

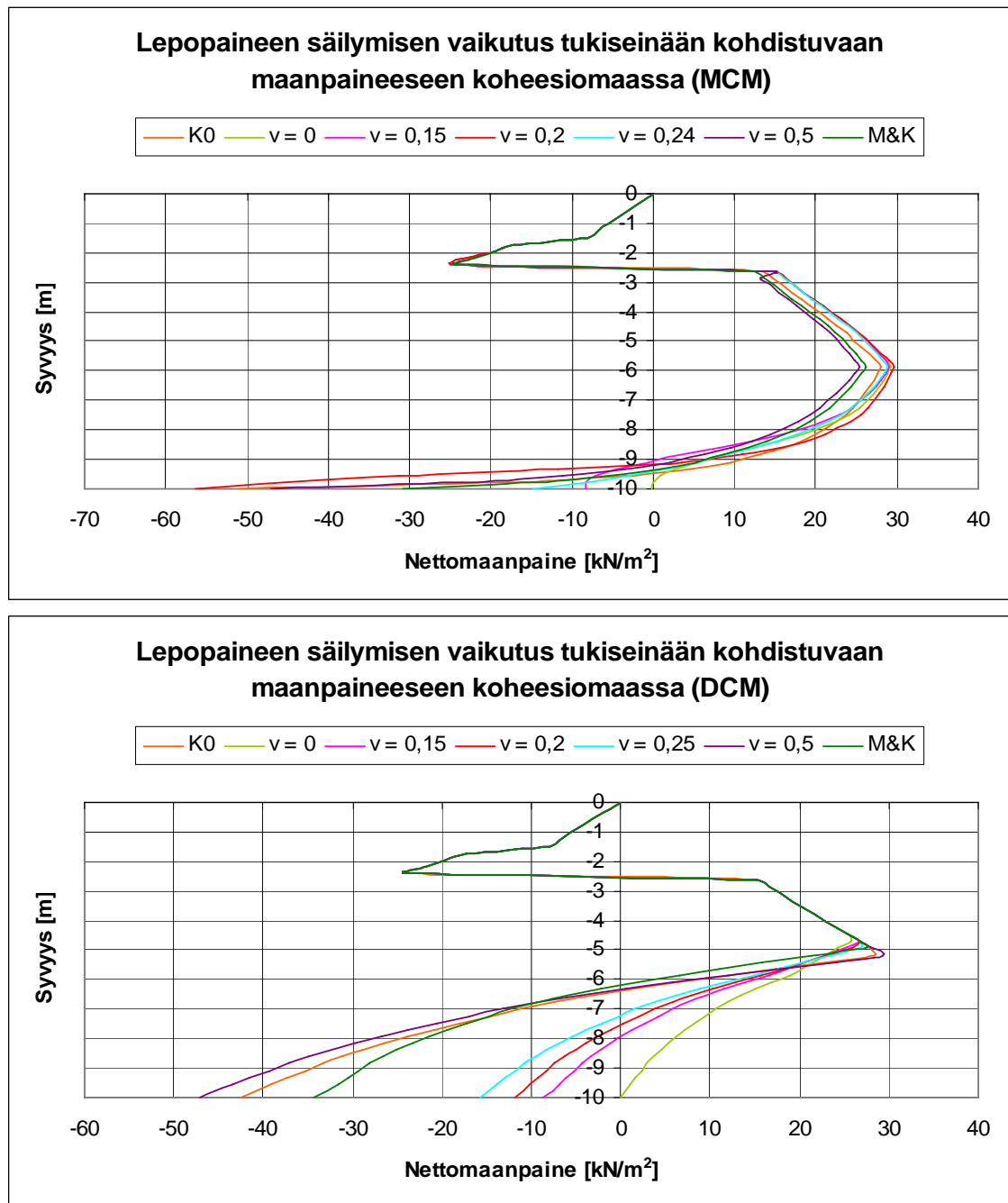


Kuva 50. Kaivusta johtuvan maan ylikonsolidoitumisen ja lepopaineen säilymisen vaikutus koheesiomaassa olevan tukiseinän siirtymiin.



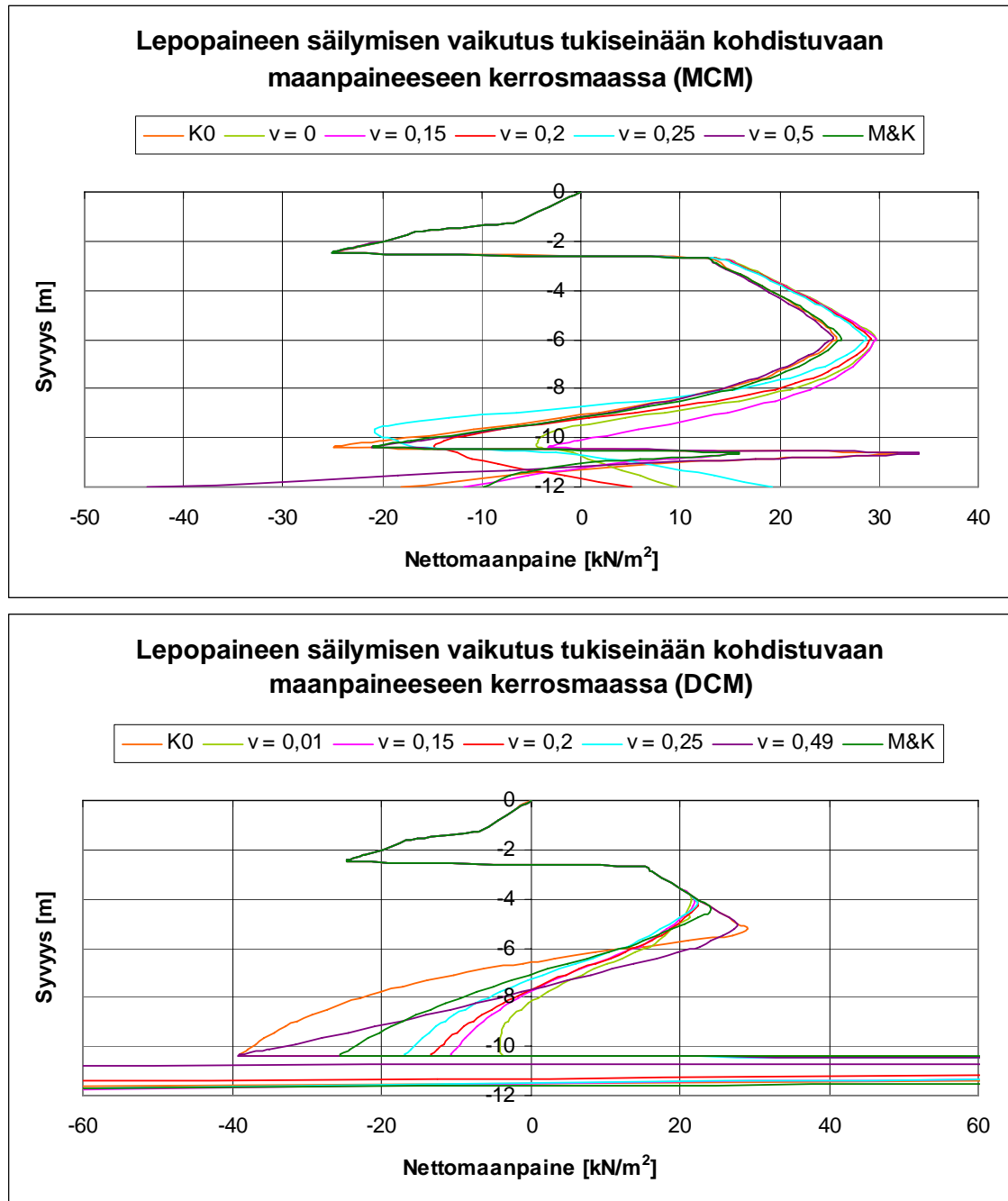
Kuva 51. Kaivusta johtuvan maan ylikonsolidoitumisen ja lepopaineen säilymisen vaikutus kerrosmaassa olevan tukiseinän siirtymiin. Kun $\nu = 0$ ja $\nu = 0,5$ esiintyy laskelmissa iterointiongelmia (siirtymät tuhansia millimetrejä), jonka vuoksi laskennassa on käytetty tuloksia, kun $\nu = 0,01$ ja $\nu = 0,49$.

Kerrosmaan MCM-mallissa siirtymien erot ovat hyvin pienet. DCM-mallissa siirtymissä on enemmän hajontaa – lepopainemenetelmän K0 ja kimmoteorian $\nu = 0,49$ tulokset poikkeavat selvästi muista tuloksista. Huomattavaa on, kun $\nu = 0,01$ ja $0,49$, siirtyy pontin alareuna noin 25 mm.



Kuva 52. Kaivusta johtuvan maan ylikonsolidoitumisen ja lepopaineen säilymisen vaikutus tukiseinään kohdistuvaan nettomaanpaineeseen koheesiomaassa.

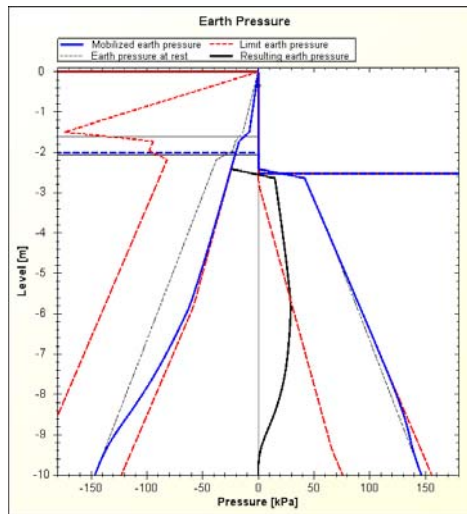
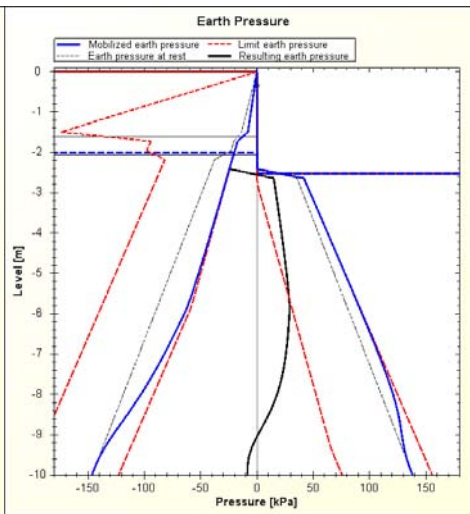
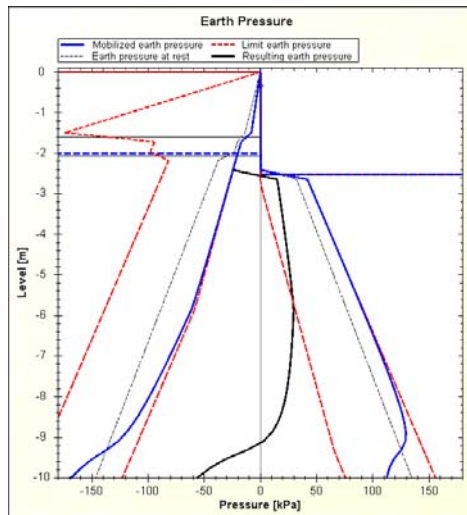
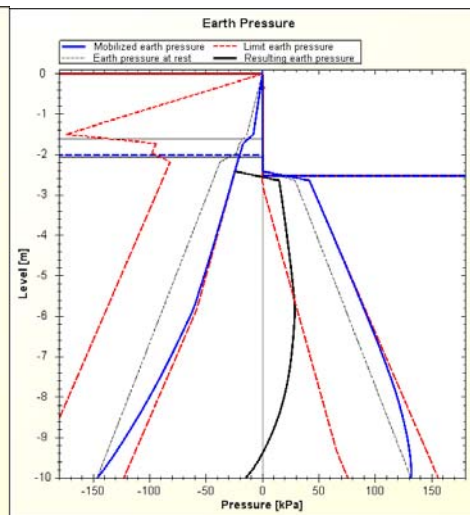
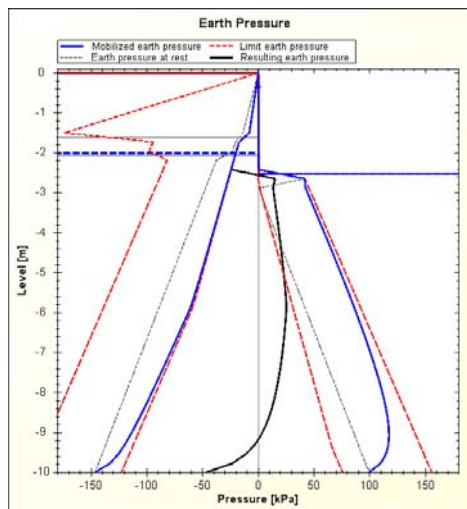
Koheesiomaassa nettomaanpainekäyrät ovat muodoiltaan hyvin samantapaisia. Eroja maanpaine-arvoissa syntyy MCM-mallissa heti lopullisen kaivutason alapuolella -2,5 m ja DCM-mallissa noin syvyydellä -5 m. MCM- ja DCM-mallien maanpainekäyrien muodot poikkeavat selvästi toisistaan.



Kuva 53. Kaivusta johtuvan maan ylikonsolidoitumisen ja lepopaineen säilymisen vaikutus tukiseinään kohdistuvaan nettomaanpaineeseen kerrosmaassa. DCM-mallissa nettomaanpaineen arvot vaihtelevat moreenikerroksessa välillä $-1\,500\text{ kN/m}^2$ ja $1\,150\text{ kN/m}^2$.

Kerrosmaassa nettomaanpainekäyrät ovat muodoltaan samantapaisia savikerroksessa, mutta moreenikerroksessa maanpainekuvaajat eroavat toisistaan huomattavasti.

Kuvassa 54 on esitetty koheesiomaan maanpainekuvaajat, jotka on tulostettu GeoCalc-ohjelmasta.

a) $\nu = 0$ b) $\nu = 0,15$ c) $\nu = 0,20$ d) $\nu = 0,24$ e) $\nu = 0,5$ 

Kuva 54. Palautusvaiheen Poissonin luvun ν vaikutus lepopainekäyrään koheesio-
maassa MCM-mallilla laskettuna.

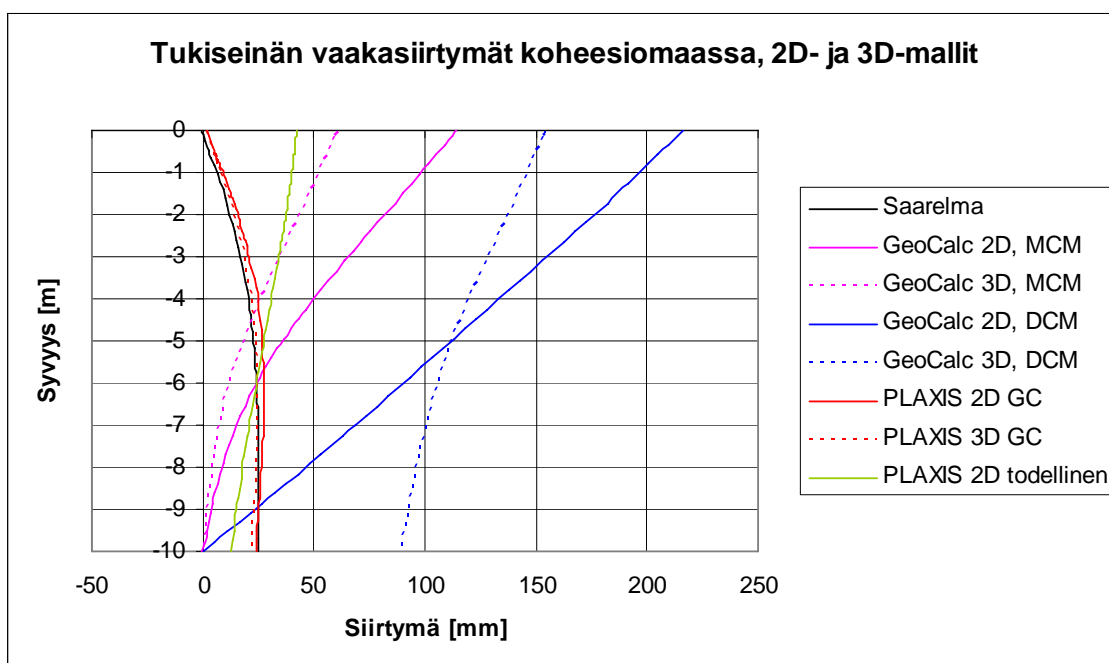
Kuvan 54 maanpaine kuvaajista havaitaan, että palautusvaiheen Poissonin luvulla on vaikutusta lepopaineikäyrän (musta katkoviiva) sijaintiin: Poissonin luvun kasvaessa lepopaineikäyrä siirtyy lähemmäksi aktiivisen maanpaineen käyrää kaivannon puolella.

7.4 Junakuormat sekä maan muodonmuutoskäyttäytyminen 2D- ja 3D-tasoilla

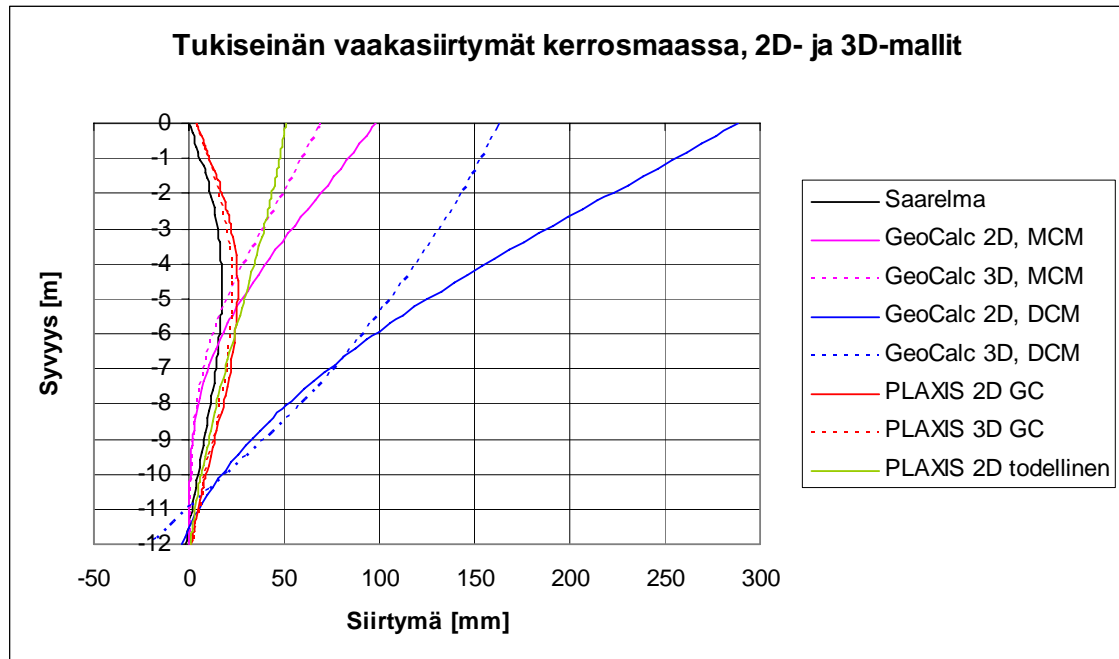
PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmalla luodut PLAXIS 3D GC -mallit on esitetty tarkemmin liitteissä 13 - 15. PLAXIS 3D todellinen -mallin luominen ei onnistunut ohjelman kaatuessa kesken mallin luonnin. Tarkemmat tiedot 3D-mallin geometriasta on esitetty kohdassa 6.1.4.

GeoCalc- ja PLAXIS-ohjelmilla saadut tulokset on esitetty kuvissa 55, 56 ja 57. Lisäksi taulukoissa on esitetty referenssinä MS Saarelma -ohjelman tukiseinän 2D-mallinnuksen vaakasiirtymät. PLAXIS 3D GC -mallin tulokset on otettu junakuorman alta, telien keskeltä.

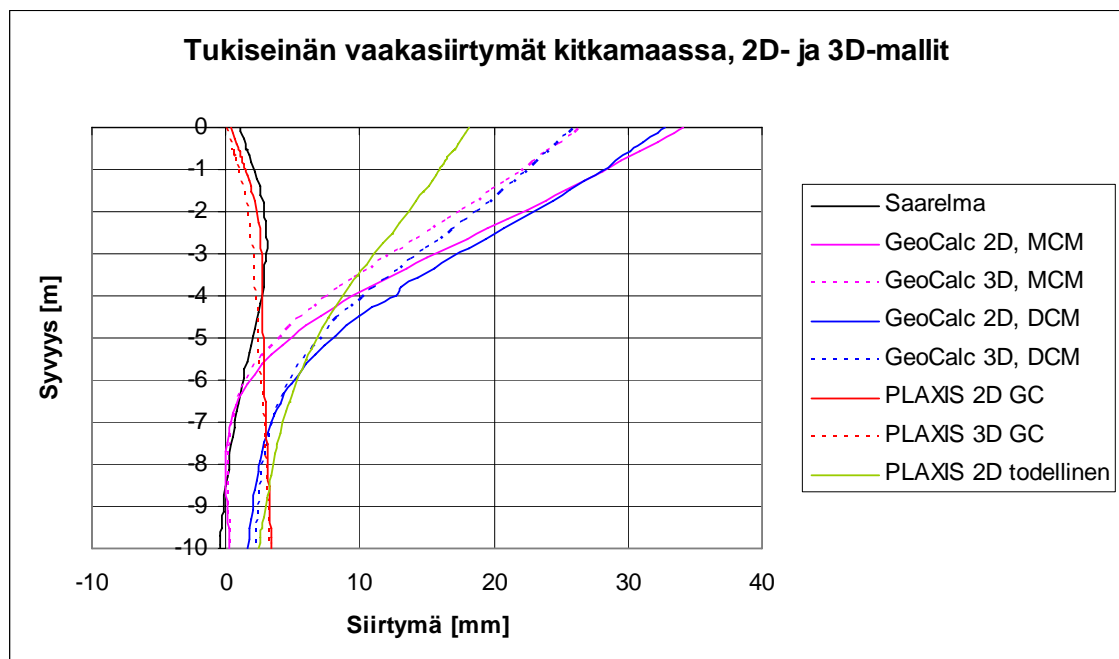
Yleisesti huomataan, että kaikissa tapauksissa 2D-mallinnuksen siirtymät ovat sekä GeoCalc- että PLAXIS-ohjelmissa suuremmat kuin 3D-mallinnuksessa. Lisäksi MS Saarelma-, PLAXIS 2D GC- ja PLAXIS 3D GC -mallien siirtymät ovat selvästi pienempiä kuin vastaavat siirtymät GeoCalc-laskelmissa.



Kuva 55. Tukiseinän siirtymät koheesiomaassa 2D- ja 3D-malleissa.



Kuva 56. Tukiseinän siirtymät kerrosmaassa 2D- ja 3D-malleissa.



Kuva 57. Tukiseinän siirtymät kittamaassa 2D- ja 3D-malleissa.

Sekä koheesio- että kerrosmaatapauksissa MS Saarelma-, PLAXIS 2D GC- ja PLAXIS 3D GC -mallien siirtymäkäyrät ovat muodoiltaan ja suuruudeltaan hyvin samanlaisia, jonka vuoksi tuloksia voidaan pitää käytännössä samoina. Mallin PLAXIS 2D todellinen siirtymät ovat tukiseinän yläpäässä suurempia kuin PLAXIS 2D GC -mallissa, joka johtuu PLAXIS 2D todellinen -mallin vastapontin liikkumisesta (katso

kohta 7.1). GeoCalc-ohjelman DCM-mallien siirtymät ovat lähes kaikissa tapauksissa suurempia kuin MCM-mallien siirtymät.

Kitkamaassa PLAXIS 2D GC- ja PLAXIS 3D GC -mallien siirtymät ovat hyvin lähellä MS Saarelma -ohjelman siirtymiä tukiseinän yläpäässä, mutta alapäässä siirtymissä on suurempaa eroa. PLAXIS 2D todellinen -mallin siirtymät ovat muodoltaan GeoCalc-ohjelman siirtymien suuntaisia.

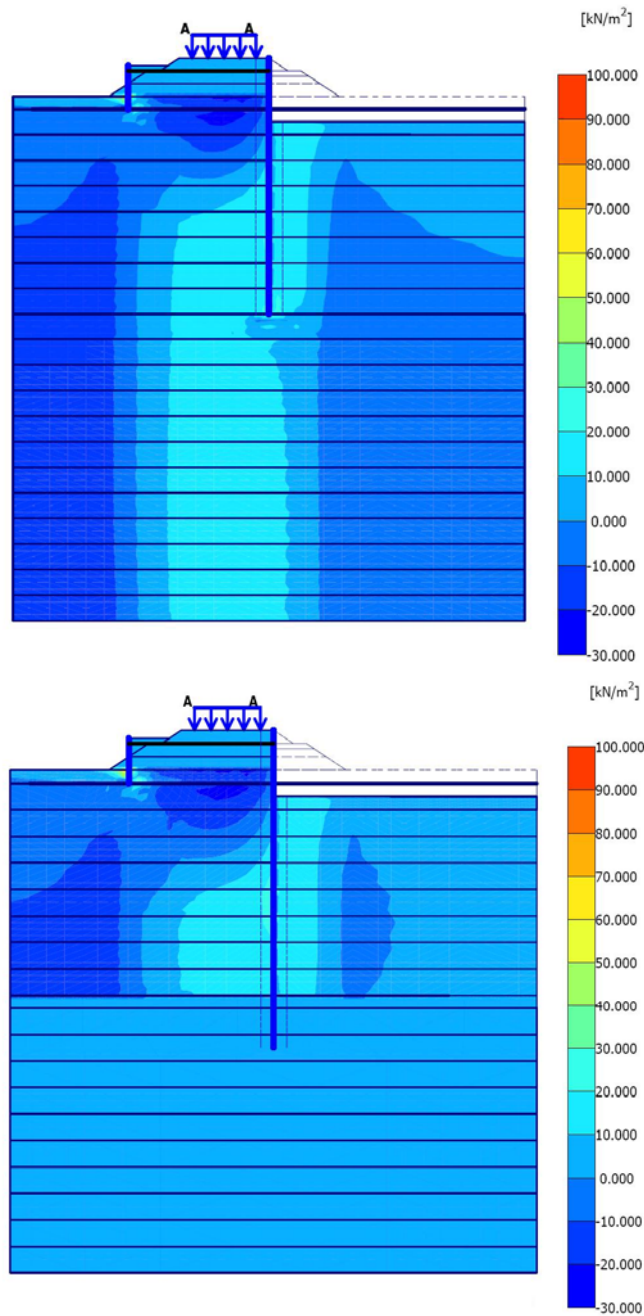
Kaikissa tapauksissa MS Saarelma -ohjelman ja PLAXIS 2D GC- ja PLAXIS 3D GC -mallien siirtymät ovat vertailun pienimpiä ja erittäin lähellä toisiaan. GeoCalc-ohjelman siirtymien suuruus poikkeaa tapauksesta riippuen hyvin paljon muista tuloksista.

7.5 Huokosylipaineen kehittyminen

Huokosylipaineen kehittymistä tutkittiin koheesio- ja kerrosmaatapauksissa PLAXIS 2D todellinen -malleilla. Huokosylipaineen tutkiminen PLAXIS-ohjelman 3D Tunnel versiolla ei onnistunut ohjelman kaatuessa mallin luomisen aikana. Ohjelmassa negatiivinen huokosylipaineen arvo on puristusta ja positiivinen arvo on imua.

Ratapenkereen geometria on mallinnettu todellisen muotoisena, kuten kuvassa 58 on esitetty, kuorman suuruuden ollessa $68,8 \text{ kN/m}^2$ ja pohjavedenpinnan sijaitessa kuivakuorisaven alapinnalla. Tapaukset ovat suljetussa tilassa eikä konsolidaatiota tapahdu. Lähtötilanteessa huokosveden ylipainetta ei esiinny laisinkaan. Huokosylipaineen kuvat on esitetty tarkemmin liitteissä 18 - 19.

Sekä koheesio- että kerrosmaassa suurin negatiivinen huokosylipaine, joka on puristusta, kehittyy savikerroksen yläpinnalle ja kuivakuorisavelle, junakuorman alle. Huokosylipaineen sydänapuoli sijaitsee noin 2,5 m syvyydessä korkeusviivasta mitattuna, penkereen ja junakuorman alla, ja huokosylipaineen suuruus on noin 30 kN/m^2 . Sydänapuoleen alle kehittyy huokosylipainetta, joka on imua, ja sen ympärille huokosylipainetta, joka on puristusta.

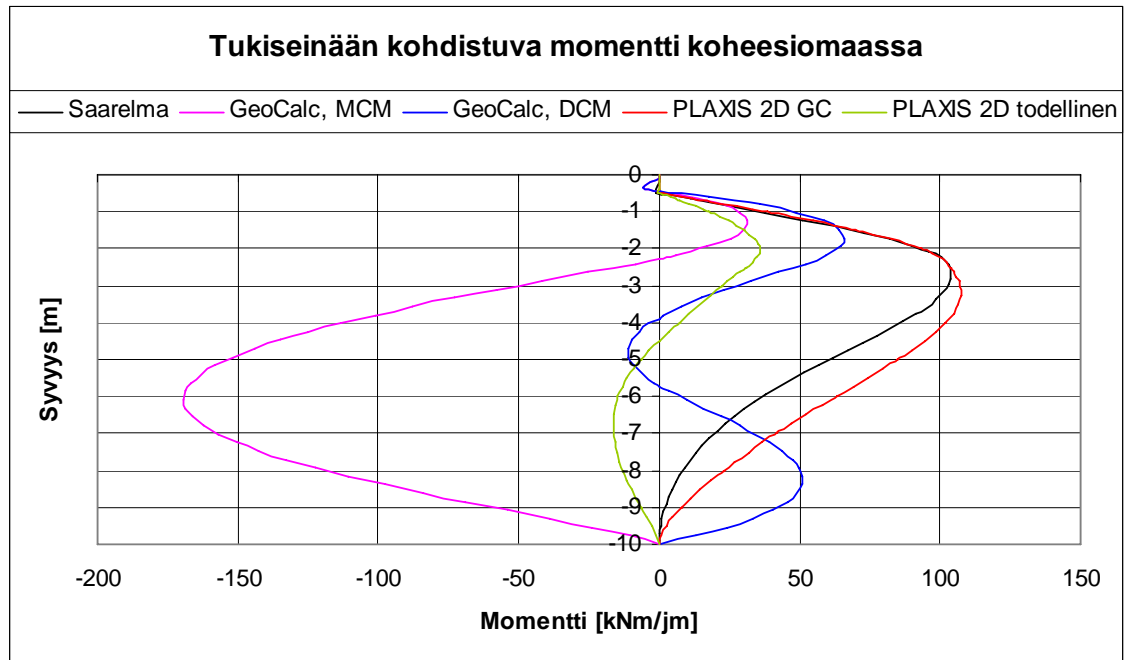


Kuva 58. Huokosylipaineen jakautuminen koheesio- (ylh.) ja kerrosmaassa PLAXIS 2D -ohjelmassa ratapenkereen ollessa todellisen muotoinen. Negatiivinen huokosylipaineen arvo tarkoittaa puristusta ja positiivinen imua.

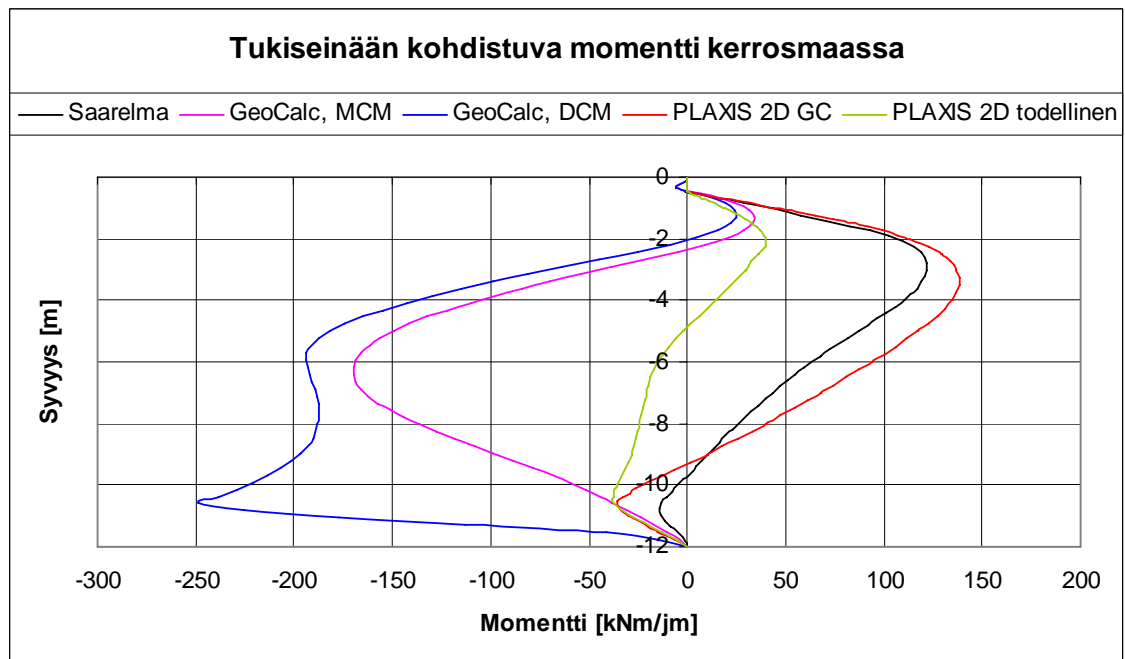
Kaivannon puolelle, tukiseinän ja kaivannon pohjan juureen, kehittyy vähäistä imua huokosylipaineesta. Tukiseinän ympärille kehittyy positiivista huokosylipainetta, imua. Vastapontin juureen kehittyy imua, joka on sekä koheesio- että kerrosmaassa noin 90 kN/m^2 . Penkereessä ja moreenissa ei ole havaittavissa huokosveden ylipainetta, joka johtuu materiaalien hyvästä vedenläpäisevyydestä.

7.6 Momentti

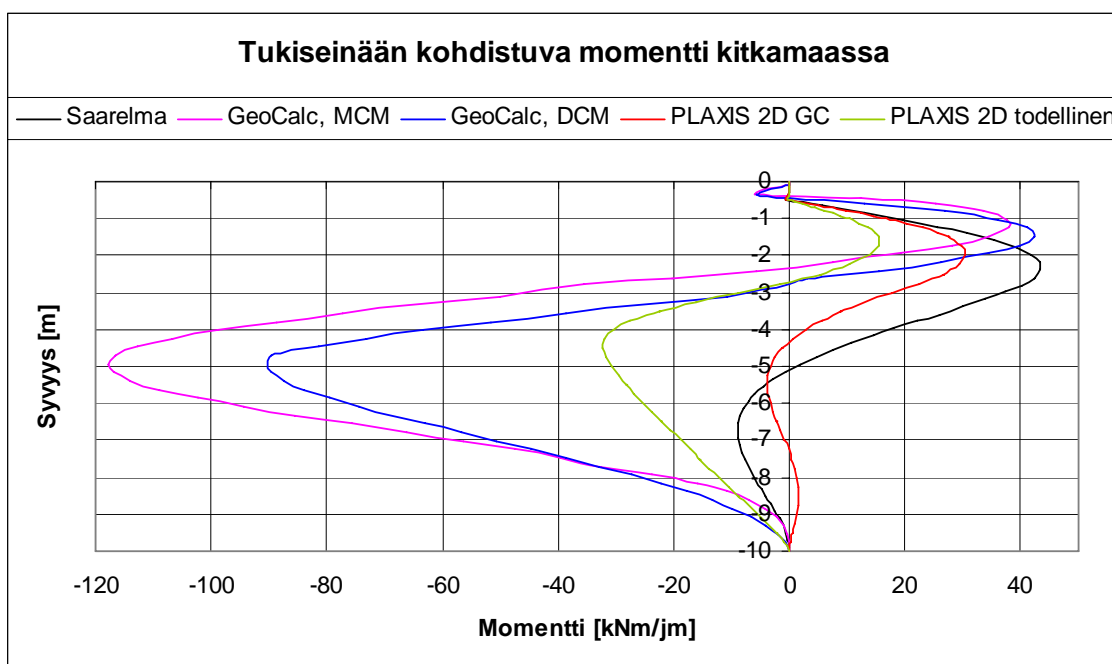
Tukiseinään, Larssen 604, kohdistuvaa momenttia tarkasteltiin GeoCalc-, PLAXIS 2D- ja MS Saarelna -ohjelmilla. Momentit ovat tukiseinän siirtymien ja taipumien funktio. Kuvissa 59, 60 ja 61 on esitetty momenttikuvaaajat kaivutasolla -2,5 m koheesio-, kerros- ja kitkamaalle. Ankkureita ei ole esijännitetty.



Kuva 59. Tukiseinän momenttikuvaaajat koheesiomaassa.



Kuva 60. Tukiseinän momenttikuvaaajat kerrosmaassa.



Kuva 61. Tukiseinän momenttikuvaajat kitkamaassa.

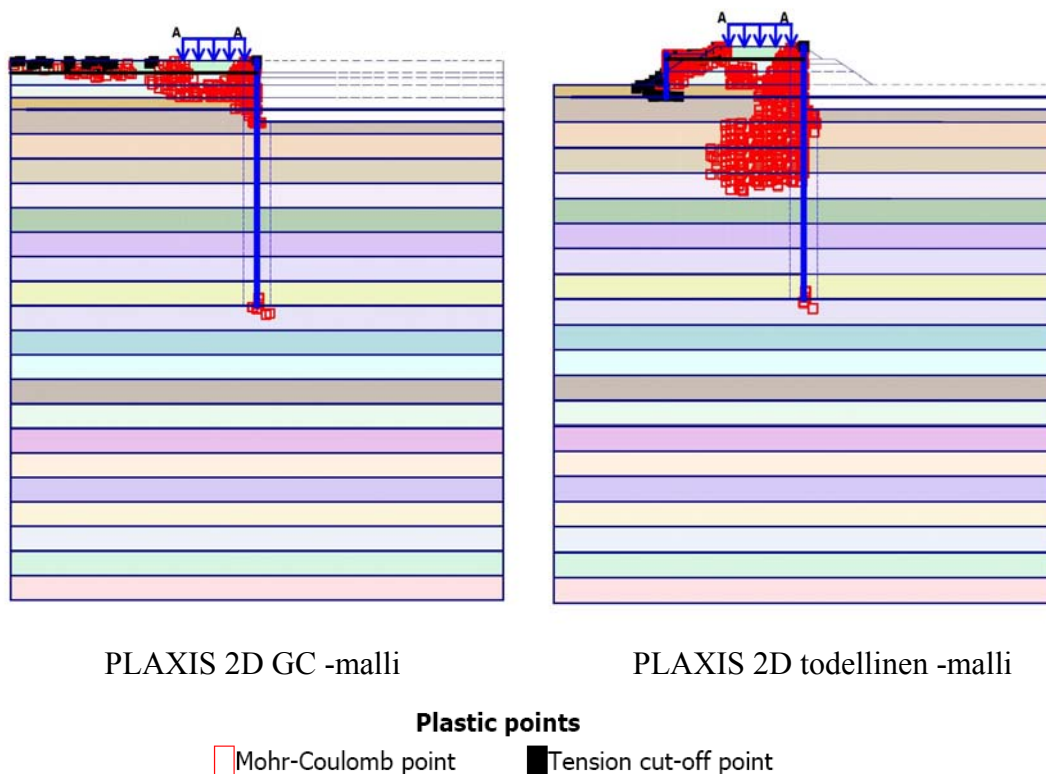
Koheesiomaassa GeoCalc- ja PLAXIS 2D GC -mallien momenttikuvaajien käyrät eroavat selvästi toisistaan, vaikka mallien geometria on identtinen. MCM-mallin suurin momentti on -170 kNm/jm , DCM-mallin $+70 \text{ kNm/jm}$ ja PLAXIS 2D GC -mallin $+110 \text{ kNm/jm}$. DCM-mallin momenttikuvaajassa havaitaan poikkeavaa käyttäytymistä syvyydestä -5 m alaspäin. MS Saarelma -ohjelman momentin maksimi on noin $+105 \text{ kNm/jm}$ ja sen momenttikäyrä on hyvin samanlainen kuin PLAXIS 2D GC -mallilla. PLAXIS 2D todellinen -mallin momenttikuvaajan käyrä poikkeaa suuruudeltaan muista käyristä.

Kerrosmaassa GeoCalc-ohjelman MCM- ja DCM-mallien momenttikäyrän kuvaajat ovat lähellä toisiaan syvyydelle -8 m asti. Moreenikerrosta lähestyttäessä DCM-mallin momenttikuvaajan käyrä kasvaa voimakkaasti -250 kNm/jm asti. MCM-mallin momentin maksimi on -170 kNm/jm . PLAXIS 2D GC -mallin momentin maksimi on $+140 \text{ kNm/jm}$ ja MS Saarelma -ohjelmassa $+125 \text{ kNm/jm}$. Muodoltaan PLAXIS 2D GC- ja MS Saarelma -mallien momenttikuvaajat ovat lähellä toisiaan.

Kitkamaassa momenttikäyrät ovat lähempänä toisiaan kuin edellisissä tapauksissa. GeoCalc-ohjelman MCM-mallin momentin maksimi on noin -120 kNm/jm , DCM-mallin -90 kNm/jm , PLAXIS 2D todellinen -mallin -30 kNm/jm , PLAXIS 2D GC -mallin $+30 \text{ kNm/jm}$ ja MS Saarelma -mallin momentti $+45 \text{ kNm/jm}$.

7.7 PLAXIS-ohjelman plastiset pisteet

PLAXIS-ohjelman plastisissa pisteissä ollaan hyvin lähellä murtumista tai ohjelman iterointi on jäänyt kesken. Kuvassa 62 on esitetty koheesiomaan PLAXIS 2D -mallien plastiset pisteet. Punaisella rajatuissa Mohr-Coulombin pisteissä jännitykset ovat Coulombin murtopinnalla ja mustissa pisteissä vetojännitystä ei ole sallittu (tension cut-off). Mohr-Coulombin plastisista pisteistä voidaan päätellä, onko luotu malli liian pieni ja onko mallia tarpeen laajentaa.



Kuva 62. PLAXIS 2D -mallien plastiset pisteet koheesiomaassa.

PLAXIS 2D -mallien plastiset pisteet kaikista tapauksista on koottu liitteisiin 20 - 25.

Kuvista havaitaan, että PLAXIS 2D GC -malleissa Mohr-Coulombin plastisia pisteitä muodostuu erityisesti ratapenkereeseen junakuorman alle. Koheesiomaassa Mohr-Coulombin pisteitä muodostuu jonkin verran pontin alapäähän. Kerrosmaassa pontin alapäähän muodostuu Mohr-Coulombin plastisia pisteitä, lähinnä moreenikerrokseen ja laajemmalle alueelle kuin koheesiomaassa. Kitkamaassa Mohr-Coulombin pisteitä syntyy suurina rykelminä ratapenkereen lisäksi hiekkakerrokseen tukiseinän molemmille puolille, lopullisesta kaivussyvyydestä -8 m asti. Vetojännitystä ei ole sallittu muutamassa ratapenkereen pisteessä.

PLAXIS 2D todellinen -malleissa vetojännitystä on rajoitettu vain ratapenkereessä. Koheesio- ja kerrosmaan malleissa Mohr-Coulombin plastisia pisteitä esiintyy ratapenkereen ja pontin alapään lisäksi myös savikerroksessa tukiseinän takana syvyydelle -6 m asti. Kitkamaassa Mohr-Coulombin plastiset pisteet esiintyvät laajemmalla alueella kuin PLAXIS 2D GC -mallissa.

8 JOHTOPÄÄTÖKSET

8.1 Maanpaine-siirtymä-mallit

8.1.1 Johtopäätökset

Maanpaine-siirtymä-malleja tutkittaessa havaittiin, että GeoCalc-ohjelman siirtymät ja vastaavat PLAXIS 2D -ohjelman siirtymät (PLAXIS 2D GC) eroavat selvästi toisistaan sekä suuruudeltaan että muodoltaan kaikissa tapauksissa. GeoCalc-ohjelmassa siirtymät ovat suurimmillaan teräsponttiseinän yläpäässä. PLAXIS 2D GC -mallissa siirtymät ovat suurimmillaan pontin keskivaiheilla tai alapäässä ja pienimmillään tukiseinän yläpäässä.

MS Saarelna -ohjelman siirtymät poikkeavat selkeästi GeoCalc-ohjelman tuloksista identtisestä geometriasta huolimatta. MS Saarelna- ja PLAXIS 2D GC -mallien siirtymät ovat erittäin samanlaisia sekä suuruudeltaan, että muodoltaan – molemmissa malleissa siirtymät ovat pieniä tukiseinän yläpäässä ja suurimmillaan pontin keskivaiheilla tai alapäässä. Mallien tuloksia voidaan pitää käytännössä samoina. PLAXIS 2D todellinen -mallin siirtymät poikkeavat PLAXIS 2D GC -mallin siirtymistä – PLAXIS 2D todellinen -mallissa siirtymät ovat suurimmillaan tukiseinän yläpäässä, joka johtuu vastapontin ja ankkurin liikkumisesta.

PLAXIS 2D todellinen -mallissa käytetään Node-to-Node ankkuria, jonka pituus on 5,5 m ja se on kiinnitetty tukiseinästä vastaponttiin. Laskennan edetessä vastapontti siirtyy, jonka vuoksi vastaponttiin kiinnitetty ankkuri pääsee liikkumaan ja myötäilemään tukiseinän liikkeitä. Vastapontin ja ankkurin liikkeessa tukiseinä siirtyy kaivantoon päin ja muodostuvat siirtymät ovat suurimmillaan seinän yläpäässä (katso kuva 42).

PLAXIS 2D GC -mallissa käytetään Node-to-Node ankkuria, jonka pituus on 10 m ja se on kiinnitetty tukiseinästä mallin reunaan. Mallin reuna ei liiku, jonka vuoksi Node-to-Node ankkuri ei pääse liikkumaan. Tukiseinän siirtymät ovat pienimmillään seinän yläpäässä ankkurin liikkumattomuuden vuoksi.

PLAXIS 2D GC -malli ei vastaa täydellisesti GeoCalc-ohjelman mallia ankkurin mallintamisen osalta. Toisaalta MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallit, joissa ankkurin jousivakio on määritetty samaksi ja jotka ovat geometrialtaan identtiset, vastaavat erittäin hyvin toisiaan, varsinkin koheesio- ja kerrosmaatapauksissa.

GeoCalc-ohjelman DCM-mallin siirtymät ovat lähes poikkeuksetta suuremmat kuin MCM-mallin siirtymät. DCM-mallin käyttö soveltuu paremmin tilanteisiin, kun pohjatutkimuksia ja maaparametreja ei ole olemassa tutkittavasta alueesta ja laskennassa on käytettävä kirjallisuudesta saatavia, maanpaineiden kehittymiseksi tarvittavia siirtymiä. MCM-mallissa käytetään laboratoriotutkimuksista saatavia tuloksia hyödyksi – mallin käyttö soveltuu paremmin kohteisiin, joista on jo tehty pohjatutkimuksia.

Nettomaanpaineista huomataan, että savikerroksessa PLAXIS-ohjelman nettomaanpaineet ovat selkeästi pienempiä kuin GeoCalc-ohjelman malleissa. Nettomaanpaine siirtyy jyrkästi negatiiviselta puolelta positiiviselle lopullisen kaivutason, -2,5 m, kohdalla kaikissa ohjelmissa, lukuun ottamatta MS Saarelma -ohjelmaa, jossa nettomaanpaine muuttuu loivemmin.

Moreenikerroksessa esiintyy erittäin suuria eroja nettomaanpaineissa. Nettomaanpaineen maksimi on pienin GeoCalc-ohjelman MCM-mallissa, noin 70 kN/m^2 ja suurimmillaan DCM-mallissa, noin 625 kN/m^2 .

8.1.2 Käyttökokemukset ja suositukset

GeoCalc-ohjelmassa havaittiin, että tukiseinän mitoittaminen toimi koheesio- ja kitkamaassa vain pienellä pontin pituusvälillä. Tukiseinän pituudeksi valittiin 10 m, jolloin välttyttiin suurimmilta iterointiongelmilta ja mitoituksista saatiin vertailukelpoisia tuloksia. Muilla pontin pituuksilla esiintyi runsaasti iterointiongelmia eikä vertailukelpoisia tuloksia saatu tutkimusta varten. PLAXIS- ja MS Saarelma -ohjelmissa riittävä ratakaivannon varmuus saavutetaan lyhyemmillä tukiseinän korkeuksilla, mutta vertailtavuuden vuoksi käytettiin myös näissä ohjelmissa 10 m tukiseinää koheesio- ja kitkamaatapauksissa.

GeoCalc-ohjelmassa tukiseinän seinäkitkakertoimeksi on syötetty 0,45 ohjelman suositusten mukaisesti. Myös MS Saareln -ohjelmaan on syötetty seinäkitkakertoimeksi 0,45. Ohjeiden mukaan GeoCalc-ohjelmaan ei pidä syöttää seinäkitkakertoimeksi sen täyttä arvoa. Toisaalta ohjelman ohjekirjassa ei kerrota, miten seinäkitkakertoimen arvo tulisi valita sopivaksi.

GeoCalc-ohjelman materiaalmallia vaihtaessa (MCM-mallista DCM-malliin ja päinvastoin) tulee ohjelma käynnistää uudelleen laskentamoottorin nollausta varten. Uuteen materiaalmalliin siirryttäessä tulokset ovat usein virheellisiä tai laskelmat ajautuvat iterointiongelmien, jos ohjelmaa ei käynnistetä uudestaan.

GeoCalc-ohjelmassa esiintyy runsaasti iterointiongelmia. Tyypillisin iterointiongelma on tukiseinän siirtyminen useita tuhansia millimetrejä (seinä sortuu) tietyllä kaivussyvyydellä. Seuraavalla kaivussyvyydellä siirtymät palaavat kuitenkin takaisin järkeviin mittaluokkiin. GeoCalc-ohjelman tulokset kannattaa tarkastaa muilla tukiseinärakenteita mitoittavilla ohjelmilla, esimerkiksi tukiseinän pituuden osalta ja sortuuko tukiseinä todellakin tietyllä kaivussyvyydellä.

PLAXIS-ohjelmassa rataympäristö voidaan esittää todellisen muotoisena, mutta GeoCalc-ohjelman palkki-jousi-menetelmän vuoksi mallin maakerrokset voidaan esittää vain vaakasuorina maakerroksina. Myös ratapenger joudutaan esittämään tasapaksuna maakerroksena, jolloin mallin geometria ei vastaa rataympäristön todellista geometriaa. Suunnittelijan tulee harkita tapauskohtaisesti GeoCalc-ohjelman tukiseinäosuuden soveltuvuutta rataympäristöön ohjelman mallinnustavan vuoksi.

PLAXIS-ohjelmalla mallintaessa havaitaan, että vastapontin mallintamisella on ratkaiseva merkitys tukiseinän siirtymiin, erityisesti seinän yläpäässä.

8.1.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

Jatkotutkimuksissa tulisi tarkastella muun muassa

- GeoCalc-ohjelman ankkurin käyttäytymistä.
- Miten seinäkitkakertoimen arvo valitaan sopivaksi GeoCalc-ohjelmassa.

- GeoCalc-ohjelman lukuisat iterointiongelmat ja mistä ne mahdollisesti johtuvat on selvitettävä. Esimerkiksi tässä tutkimuksessa vertailukelpoisten tulosten saamiseksi GeoCalc-ohjelmasta tukiseinän pituuden tulee olla 10 m koheesio- ja kitkamaatapauksissa. Muissa ohjelmissa pontin pituus voi olla lyhyempikin.

8.2 Maan muodonmuutosmoduuli

8.2.1 Johtopäätökset

Muodonmuutosmoduulia tutkittiin GeoCalc-ohjelman MCM-mallilla jännitystilankerrointa muuntelemalla. Kun jännitystilankerroin k on nolla tai yksi, poikkeaa tukiseinän siirtymät muista vertailutuloksista. Muiden tulosten osalta, jännitystilankertoimen kasvaessa, siirtymät pienenevät tasaisesti ja loogisesti kertoimen kasvaessa, mutta erot ovat millien luokkaa. Jännityskertoimen muuntelulla (tässä tutkimuksessa välillä 0,25 - 0,75) ei ole suurta merkitystä syntyviin siirtymiin.

Jännitystilankerroin vaikuttaa tukiseinän siirtymiin, mutta maanpaineita kertoimen tarkastelu ei koske. Tutkimuksessa saatavien nettomaanpainekäyrien käyttäytyminen on odotusten mukainen eikä käyrissä ole havaittavissa suuria eroja. Välittömästi kaivutason alapuolella jännitystilankertoimen kasvaminen kasvattaa mobilisoituvaa maanpainetta, mutta syvällä maassa ei kertoimen kasvattamisella ole vaikutusta mobilisoituvaa maanpaineeseen.

8.2.2 Käyttökokemukset ja suositukset

Käytettäessä jännitystilankertoimenä nolla tai yksi, saatiin siirtymien ja nettomaanpaineiden osalta poikkeavia tuloksia, jotka johtunevat iterointiongelmista. Muita kertoimia käytettäessä tulokset ovat hyvin samansuuntaisia ja samassa trendissä.

Käytettäessä kertoimia välillä 0,25 - 0,75, esiintyy siirtymissä ja nettomaanpaineissa erittäin pieniä eroja. Tuloksen kannalta ei näyttäisi olevan merkitystä mitä jännitystilankerrointa käytetään välillä 0,25 - 0,75.

Jännitystilankertoimen arvoa antaessa tulee harkita, kannattaako kertoimenä käyttää nollaa tai ykköstä. Muissa laskelmissa, joissa ei varioitu jännitystilankerrointa, on

kuivakuorisavelle ja savelle käytetty jännitystilankertoimen arvoa yksi. Tämän tutkimuksen valossa, nollan tai ykkösen käyttäminen saattaa johtaa poikkeavaan, mahdollisesti virheelliseen, tulokseen.

Jännitystilankertoimen ollessa 0,25 laskelmissa oli iterointiongelmia tutkittaessa kitkamaatapausta, jolloin muodostuvat siirtymät ovat tuhansia millimetrejä. Vertailukelpoisen tuloksen saamiseksi jouduttiin käyttämään kerrointa $k = 0,26$.

8.2.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

Jatkotutkimuksissa tulisi tarkastella muun muassa

- Mistä johtuvat tulosten poikkeamat, kun jännitystilankerroin k on nolla tai yksi – johtuvatko erot iterointiongelmista vai ovatko tulokset todellisia.
- Miksi pienet erot kertoimissa voivat johtaa iterointiongelmiin.

8.3 Lepopaineen säilyminen

8.3.1 Johtopäätökset

Tutkittaessa kimmoteorialla lepopaineen säilymistä, joka johtuu maan kaivusta ja kaivannon pohjamaan ylikonsolidoitumisesta, kasvavat siirtymät palautusvaiheen Poissonin luvun ν kasvaessa kaikissa tapauksissa, kuten pitääkin. Mayne & Kulhawyn menetelmän siirtymät noudattelevat hyvin kimmoteorian siirtymiä, mutta lepopaine-menetelmän K_0 siirtymät poikkeavat huomattavasti muista tuloksista koheesiomaan MCM-mallissa sekä kerrosmaan DCM-mallissa.

Kerrosmaan DCM-mallissa on tavallista enemmän iterointiongelmia. Kun palautusvaiheen Poissonin luku $\nu = 0$ tai 0,50, ovat syntyvät siirtymät tuhansia millimetrejä, eikä vertailukelpoisia tuloksia saada vertailuun. Laskelmissa on käytetty $\nu = 0,01$ ja 0,49, jolloin tulokset sopivat paremmin muiden tulosten trendiin. Huomattavaa kuitenkin on, että palautusvaiheen Poissonin luvun ollessa $\nu = 0,49$, poikkeavat siirtymät edelleen muista tuloksista tukiseinän yläpäässä. Lisäksi, kun $\nu = 0,01$ ja 0,49, liikkuu tukiseinän alapää noin 20 - 25 mm. Muilla palautusvaiheen Poissonin luvuilla tukiseinän alapää pysyy lähes liikkumattomana.

GeoCalc-ohjelman maanpaine kuvaajista havaitaan lepopainekäyrän siirtyvän lähemmäksi passiivisen maanpaineen käyrää palautusvaiheen Poissonin luvun pienenentyessä.

8.3.2 Käyttökokemukset ja suositukset

GeoCalc-ohjelman ohjekirjassa neuvotaan käyttämään palautusvaiheen Poissonin lukua ν välillä 0,15 - 0,25. Kyseenomaisella kerroinvälillä siirtymissä ja nettomaanpaine kuvaajissa ei esiinny suuria eroavaisuuksia, jonka vuoksi ei näyttäisi olevan merkitystä, minkä kertoimen käyttäjä valitsee väliltä 0,15 - 0,25.

Lepopainemenetelmän K_0 tulokset poikkeavat ajoittain muiden tulosten trendistä. Muissa kuin lepopaineen säilymistä tutkivissa laskelmissa on käytetty lepopainemitoituksessa ainoastaan lepopainemenetelmää. Näiden tulosten valossa voi lepopainemenetelmän käyttö johtaa poikkeaviin tuloksiin.

8.3.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

Jatkotutkimuksissa tulisi tarkastella lepopaineen säilymisen ja muiden tässä tutkimuksessa esiintyvien laskelmien osalta

- Mistä lepopainemenetelmän K_0 poikkeamat siirtymissä johtuvat ja onko K_{0ud} -kertoimella minkälainen vaikutus syntyviin siirtymiin. Minkälaisia K_{0ud} -kertoimia tulee käyttäjän valita luotettavien tulosten saamiseksi.
- Miksi pienet erot kertoimissa johtavat iteroitongelmiin ja poikkeaviin tuloksiin.

8.4 Junakuormat

8.4.1 Johtopäätökset

Junakuorma mallinnettiin 2D- ja 3D-ympäristössä PLAXIS 2D- ja 3D Tunnel -ohjelmilla mallin geometrian ollessa samanlainen kuin GeoCalc-ohjelmassa. Todellisen ratapenkereen muodon mallintaminen kolmiulotteisena ei onnistunut. GeoCalc-ohjelmassa vain junakuorma voidaan mallintaa kaksi- tai kolmiulotteisesti. Referenssinä toimivat MS Saarelma -ohjelman tulokset.

2D-malleissa ratakaivannon pituus on ääretön kaikissa ohjelmissa. GeoCalc-ohjelman 3D-mallissa ratakaivannon pituus on 6,4 m, eli junakuorman vaikutusalueen pituinen. PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa ratakaivannon pituus on 6,25 m, mutta junakuorma ei vaikuta koko kaivannon pituudella.

Kuten kohdassa 8.1 on todettu, PLAXIS 2D GC -mallin siirtymien muoto poikkeaa selvästi vastaavista GeoCalc-ohjelman mallien tuloksista, vaikka mallien geometria on identtinen. Myös 3D-mallien tulokset ohjelmien välillä poikkeavat toisistaan. Koheesio- ja kerrosmaassa pienimmät siirtymät syntyvät MS Saarelma -ohjelmalla mallintaessa; kitkamaassa PLAXIS-ohjelman siirtymät ovat hieman pienempiä kuin MS Saarelma -ohjelman siirtymät.

Kaikissa tapauksissa 2D-tason tukiseinän siirtymät ovat suurempia kuin 3D-tason siirtymät. PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmaa käytettäessä on mahdollista hyödyntää junan symmetriaa ja tarkastella 3D-tason tuloksia esimerkiksi kuorman tai vaunun alta, jossa ei ole kuormaa.

8.4.2 Käyttökokemukset ja suositukset

PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa yritettiin luoda malli, jossa ratapenger esitetään todellisen muotoisena eikä tasapaksuisena maakerroksena, kuten GeoCalc-ohjelmassa. Mallin luominen ei onnistunut ohjelman kaatuessa kesken mallin luonnin.

PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman käyttö ei poikkea suuresti PLAXIS 2D -ohjelmasta, mutta joitakin eroavaisuuksia ohjelmista löytyy sekä mallin luomisessa että laskentavaiheen toiminnoissa. Tässä tutkimuksessa PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman laskenta-ajat vaihtelivat tunnista (kitkamaa) useita tunteja kestäviin laskelmiin (koheesio- ja kerrosmaa) riippuen mallin monimutkaisuudesta ja materiaalien ominaisuuksista. PLAXIS 2D -ohjelmassa laskenta-ajat kestivät pisimmillään 5 - 10 minuuttia.

PLAXIS 2D GC- ja PLAXIS 3D GC -mallien siirtymien erot ovat hyvin pieniä. Tavalliseen suunnittelutyöhön riittää PLAXIS 2D -ohjelman toiminnot; PLAXIS 3D Tunnel on lähinnä tieteelliseen tutkimukseen tarkoitettu ohjelma.

GeoCalc-ohjelmassa voidaan ottaa junakuormasta aiheutuva värinä huomioon, mitä ei tässä tutkimuksessa tehty. Kokeiltaessa värinätoimintoa, esiintyi laskelmissa iterointi-ongelmia eikä vertailukelpoisia tuloksia saatu tutkittavaksi.

8.4.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmalla ei ole samanlaista käyttökokemuksen määrää kuten PLAXIS 2D -ohjelmalla, jonka vuoksi ohjelman käytössä esiintyi jonkin verran ongelmia, esimerkiksi mallin luomisessa. PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman jatko-tutkimuksissa tulisi selvittää PLAXIS 2D- ja PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmien suurimmat erot ja mistä ne johtuvat, sekä miksi vain yksinkertaisten mallien luominen on mahdollista PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa.

Lisäksi on olemassa PLAXIS 3D Foundation -ohjelma, joka mallintaa PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman tavoin kolmiulotteisia geoteknisiä tilanteita. Jatkotutkimuksissa tulisi selvittää, soveltuuko PLAXIS 3D Foundation -ohjelma rataympäristön mallintamiseen paremmin kuin PLAXIS 3D Tunnel -ohjelma, sekä miten ohjelmat eroavat toisistaan.

GeoCalc-ohjelman jatkotutkimuksissa tulisi selvittää, miksi laskelmat ajautuvat iterointi-ongelmiin käytettäessä värinätoimintoa. Lisäksi värinätoiminnon käyttökelpoisuus ja soveltuvuus rataympäristöön tulisi tutkia: miten GeoCalc-ohjelma ottaa huomioon värinän ja ovatko saatavat tulokset luotettavia.

8.5 Huokosylipaineen kehittyminen

8.5.1 Johtopäätökset

Huokosylipaineen kehittymistä tutkittiin PLAXIS-ohjelmalla. Huokosylipainetta syntyy tilanteisiin, joissa on koheesiomaata. Hyvin vettä läpäisevissä maissa ei huokosveden ylipainetta pääse kehittymään, joten havainnointi rajoitettiin koheesio- ja kerrosmaatapauksiin. GeoCalc- ja MS Saarela -ohjelmissa ei tutkittu huokosveden ylipainetta.

Sekä koheesio- että kerromaatapauksessa suurin puristava huokosylipaine, noin 30 kN/m^2 , muodostuu sylinterimäisenä savikerroksen yläpintaan, junakuorman alle. Myös kuivakuorisavessa on havaittavissa puristavaa huokosylipainetta. Sydänalueen

alapuolella puristus muuttuu asteittain imuksi, joka jatkuu koheesiomaatapauksessa mallin alareunaan asti ja kerrosmaatapauksessa moreeniin asti, ja sen ympärillä esiintyy vähäistä huokosveden ylipainetta, joka on puristusta. Kaivannon puolella kehittyy tukiseinän juureen huokosylipainetta, joka on imua. Tukiseinän ympärille kehittyy vähäistä imua, kun taas vastapontin juureen kehittyy suurta imua, noin 90 kN/m^2 , sekä koheesio- että kerrosmaatapauksessa. Ratapenkereeseen ja moreeniin ei muodostu huokosveden ylipainetta materiaalien hyvän vedenläpäisevyyden vuoksi.

8.5.2 Käyttökokemukset ja suositukset

Huokosveden ylipainetta tarkasteltiin vain PLAXIS 2D todellinen -mallilla, koska PLAXIS 2D GC -mallin käyttö ei kerro todellisen tilanteen huokosylipaineen kehittymisestä. Esimerkiksi kaivannon puolelle kehittyy PLAXIS 2D GC -mallissa hyvin suurta imua, joka johtuu tasapaksuisen ratapenkereen pois kaivamisesta. Todellisuudessa kaivannon puolelle kehittyy erittäin vähäistä huokosveden ylipainetta, joka on imua.

PLAXIS 3D todellinen -mallin luominen ei onnistunut, joten huokosveden ylipaineen kehittymistä kolmiulotteisessa rataympäristössä ei voitu tarkastella. Onnistuneessa mallissa voitaisiin tutkia, kuinka suuri ero huokosveden ylipaineessa on alueilla, joissa junakuorma vaikuttaa ja ei vaikuta.

Huokosveden ylipaineen tutkiminen PLAXIS-ohjelmalla on helppoa ja tulokset ovat selkeitä. Haluttaessa huokosveden ylipainetta voidaan tutkia tarkemmin laskentavaiheittain. Ohjelmaa käytettäessä tulee muistaa, että negatiivinen huokosylipaineen arvo on puristusta ja positiivinen arvo on imua.

8.5.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

Kuten kohdassa 8.4.3 on todettu, jatkotutkimuksissa on selvittävä, miksi monimutkaisten mallien luominen ei onnistu PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa.

8.6 Momentti

8.6.1 Johtopäätökset

Momenttikuvaajissa on koheesio- ja kerrosmaatapauksissa suuria eroavaisuuksia. Kitkamaassa erot ovat pienempiä.

Kaikissa tapauksissa PLAXIS 2D GC- ja MS Saarelma -ohjelmien momenttikäyrät ovat hyvin samanmuotoisia ja suuruisia toisiinsa verrattuna. Erot GeoCalc-ohjelman momenttikäyriin ovat suurimmillaan koheesio- ja kerrosmaatapauksissa, kitkamaassa käyrät ovat lähempänä toisiaan.

Koheesiomaassa MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien momenttien maksimit ovat noin +100 kNm/jm, kun taas GeoCalc-ohjelman MCM-mallissa momentti on suurimmillaan noin -170 kNm/jm. DCM-mallin momenttikäyrän käyttäytyminen poikkeaa muista käyristä syvyydestä -5 m alkaen.

Myös kerrosmaassa esiintyy momenteissa huomattavaa eroa GeoCalc-ohjelman sekä MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien välillä. GeoCalc-ohjelman malleissa momenttien maksimit ovat yli -150 kNm/jm ja MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien yli +100 kNm/jm. Moreenikerroksessa DCM-mallin momenttikäyrä käy arvossa -250 kNm/jm, kun muissa malleissa momentti lähestyy moreenikerroksessa tasaisesti kohti nollaa.

Kitkamaassa erot momenteissa ovat pienempiä kuin edellisissä tapauksissa. MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -malleissa momenttien maksimi on noin +30 - +40 kNm/jm ja GeoCalc-ohjelmissa lähemmäksi -100 kNm/jm.

PLAXIS 2D todellinen -mallin momenttikäyrä sijaitsee kaikissa tapauksissa muiden mallien tulosten välissä.

8.6.2 Käyttökokemukset ja suositukset

Momenttikuvaajia on helppo tarkastella jokaisessa ohjelmassa. GeoCalc- ja PLAXIS-ohjelmissa momentin kehittymistä voidaan tutkia kaivuvaiheittain, MS Saarelma-ohjelmassa voidaan tarkastella vain lopullisen tilanteen momenttikuvaajaa.

Vaikka MS Saarelma-, GeoCalc-ohjelman ja PLAXIS 2D GC -mallit ovat geometrialtaan identtisiä, eroavat GeoCalc-ohjelman momenttikäyrät selvästi muiden ohjelmien käyristä, erityisesti koheesio- ja kerrosmaatapauksissa. MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien käyrät ovat hyvin lähellä toisiaan, PLAXIS 2D todellinen -mallin tulokset sijaitsevat kaikissa tapauksissa muiden tulosten välimaastossa.

8.6.3 Ehdotuksia tuleviin tutkimuksiin

Mahdollisissa jatkotutkimuksissa tulisi selvittää

- Mistä suuret erot momenttikuvaajissa eri ohjelmien välillä johtuvat.
- Onko ankkurin mallintamistavalla kuinka paljon vaikutusta syntyviin momentteihin (katso kohta 8.1).

8.7 PLAXIS-ohjelman plastiset pisteet

PLAXIS-ohjelman mallien Mohr-Coulombin plastiset pisteet syntyvät, kun jännitys saavuttaa Mohr-Coulombin murtokriteerin. Tilanteet kuitenkin kestävät sortumatta ja myös mallien koko on sopiva eikä niitä tarvitse laajentaa.

8.8 Yleistä käyttökokemuksista ja suosituksista

Mallintamisen ja laskelmien aikana havaittiin GeoCalc-ohjelman käytössä puutteita. Muun muassa ohjelman englanninkielinen ohjekirja on erittäin suppea niin teorian, kuin käytettävyyden osalta, eikä kaikkia ohjelman asetuksia ja ominaisuuksia esitellä. Moni asia selviää vasta Vianova Systems Finland Oy:n järjestämässä erillisessä GeoCalc-ohjelman koulutuksessa. Ilman koulutusta tehtyihin GeoCalc-ohjelman laskelmiin tulee suhtautua varauksella – käytettyihin parametreihin tulee kiinnittää erityistä huomiota ja tarkistaa, onko parametrit syötetty oikein ohjelman vaatimalla tavalla. GeoCalc on helppokäyttöinen ohjelma, mutta käyttäjän tulee ymmärtää ohjelman periaatteet ja eri parametrien, sekä kertoimien merkitys ja vaikutus ohjelman tuloksiin, ennen kuin niitä voidaan pitää luotettavina.

PLAXIS-ohjelman ohjekirja kattaa laajasti ohjelman teorian ja opastaa yksityiskohtaisesti ohjelman käyttöön. Ohjekirja löytyy sekä painettuina vihkoina että sähköisinä tiedostoina ohjelman internet-kotisivuilta. PLAXIS 2D -ohjelma toimii

moitteettomasti ja ohjelman tulokset ovat monipuolisia. Tuloksia voidaan tarkastella kuvaajina, taulukkoina tai erilaisina käyrinä. PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman käyttö ja teoriat perustuvat PLAXIS 2D -ohjelmaan. PLAXIS 3D Tunnel on vielä kehitysvaiheessa, mikä havaitaan mallintamisen aikana esiintyvistä yksinkertaisuuksista. PLAXIS 3D Tunnel -ohjelman laskenta-ajat voivat olla erittäin pitkiä vaihdellen tunnista useisiin tunteihin kestäviin laskelmiin; kesto riippuu mallin monimutkaisuudesta sekä materiaalien ominaisuuksista. Englanninkielisten ohjekirjojen avulla molempien ohjelmien käyttö on helppoa.

MS Saarelma on vanha suomalainen geotekniseen suunnitteluun tarkoitettu ohjelma, joka toimii samalla palkki-jousi-malli periaatteella, kuin GeoCalc-ohjelma. Ohjelmasta löytyy suppeasti käyttöohjeita ja teoriaa painetussa muodossa. MS Saarelma -ohjelmalla on vankka käyttäjäkuntansa, joka koostuu vanhemmista suunnittelijoista, ja ohjelman nykypäivän käyttö perustuu hyvin pitkälle heidän laajaan käyttökokemukseen ohjelman parissa. MS Saarelma -ohjelmaa käytetään edelleen todellisissa kohteissa muun muassa tukiseinien mitoittamiseen tai referenssilaskelmina.

GeoCalc-ohjelman tukiseinäosuudessa tarkastellaan vain tukiseinään kohdistuvia voimia, kuten siirtymiä, maanpaineita ja momentteja. PLAXIS-ohjelmassa voidaan tarkastella myös tukiseinän ympärillä olevaan maahan kohdistuvia voimia ja muutoksia, esimerkiksi painumia, leikkausvoimia ja -muodonmuutoksia sekä huokosylipainetta. Lisäksi PLAXIS-ohjelmassa voidaan mallintaa ratapenger todellisen muotoisena; GeoCalc-ohjelmassa maakerrokset, ratapenger mukaan lukien, joudutaan mallintamaan tasapaksuisina maakerroksina, joka ei aina vastaa todellista tilannetta. Vertailtavuuden vuoksi PLAXIS-ohjelmassa mallinnettiin todellisen muotoisen ratapenkereen lisäksi ratapenger, joka on tasapaksuinen maakerros.

Lähes kaikissa GeoCalc-ohjelman laskelmissa esiintyi iterointiongelmia. Iterointiongelman sattuessa ohjelma ei ilmoita, onko kyseessä iterointiongelma vai tukiseinän todellinen sortuminen. Useissa tämän diplomityön GeoCalc-laskelmien tuloksissa on esiintynyt iterointiongelmia.

Kaikissa ohjelmissa tuloksia voidaan tarkastella kuvaajina. MS Saarelma- ja PLAXIS-ohjelmissa tuloksia voidaan tarkastella myös taulukkoina, edellisessä vain lopullisen

tilanteen tuloksia ja jälkimmäisessä jokaisen laskentavaiheen jälkeisiä tuloksia. GeoCalc-ohjelmassa tuloksia ei ole mahdollista tarkastella taulukoista, sillä kaikki ohjelman tulokset on esitetty vain kuvaajissa. GeoCalc-ohjelman tulosten työstäminen, esimerkiksi siirtäminen Excel-taulukkoon eri ohjelmien tulosten vertailua varten, on valmiiden taulukoiden puuttuessa työlästä: käyttäjä joutuu itse laatimaan tulostaulukot ohjelman kuvaajista, kuten siirtymistä, maanpaineista ja momenteista.

Todellisen ratakaivannon siirtymät ovat suurempia kuin PLAXIS 2D GC -mallissa johtuen vastapontin ja ankkurin liikkumisesta. MS Saarelma- ja PLAXIS 2D GC -mallien tulokset ovat käytännössä samat erilaisista mallinnustavoista huolimatta. GeoCalc-ohjelman tulokset poikkeavat selvästi muista vertailutuloksista. Suunnittelijan tulee harkita tapauskohtaisesti GeoCalc-ohjelman soveltuvuutta ratakaivannon mitoitukseen muun muassa ohjelman mallintamistavan vuoksi.

GeoCalc-ohjelman tukiseinäosuus ei ole suunnittelijoiden aktiivisessa käytössä. Ohjelman kilpailukykyyn vaikuttanevat suppea ohjekirja, tulosten herkkyyys lähtötietojen muutoksille, sekä poikkeavuudet ja eroavaisuudet muihin tukiseinän mitoitukseen tarkoitettuihin ohjelmiin, jotka on todettu hyviksi ja luotettaviksi. Suuremman suosion saavuttaakseen ohjelmalle suositellaan laadittavan kattavat ja yksityiskohtaiset käyttöohjeet ohjelman teorioista, periaatteista ja ominaisuuksista.

KIRJALLISUUS

Avellan, K. & Tornivaara, R. 1990. Luku 15. Maanpaine. Teoksessa: Mäkelä, H. (toim.) Geomekaniikka II, RIL 157-2. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. S. 149-198. ISBN 951-758-213-7. ISSN 0356-9403.

Brinkgreve, R.B.J. 2002. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D – version 8. Netherlands: A.A. Balkema Publishers. ISBN 90 5809 508 8.

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2004. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 3D Tunnel – version 2. Netherlands. Saatavissa: <http://www.plaxis.nl/index.php?cat=manuals>. ISBN 90-808079-4-X.

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2006. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D – version 8. Netherlands. Saatavissa: <http://www.plaxis.nl/index.php?cat=manuals>. ISBN-10: 90-76016-02-X. ISBN-13: 978-90-76016-02-3.

Korhonen, K-H. 1985. Luku 8. Muodonmuutosominaisuudet. Teoksessa: Mäkelä, H. (toim) Geomekaniikka I, RIL 157-1. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. S. 259-307. ISBN 951-758-086-X. ISSN 0356-9403.

Korhonen, O. & Fischer, K. & Niemi, O. & Timonen, E. 1986. Luku 17. Kaivannot. Teoksessa: Vähäaho, I. (toim.) Pohjarakenteet, RIL 166. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. S. 461-500. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

Laatunen, K. 2001. Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen. Diplomityö. Tampereen Teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto. Tampere. 106 s.

Malmivaara, K-M. 2004. Saven huokospainekäyttäytymisen ja tärinän mallintaminen. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja ympäristötekniikan osasto. Espoo. 68 s + liit 7 s.

Malmivaara, K-M. 2008. Kuva-arkistot.

Rantamäki, M. & Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1979 Geotekniikka 464. 3. muuttumaton painos. Espoo: Otakustantamo. 293 s. ISBN 951-671-342-4.

Ratahallintokeskus (2005). Junaturvallisuussääntöön liittyvät tekniset määräykset ja ohjeet (Jtt). Yhdeksäs muutettu painos. Helsinki: Ratahallintokeskus. 146 s.

Ratahallintokeskus (2006). Sähköratamääräykset. Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 16. Helsinki: Ratahallintokeskus. 46 s + liit 21s. ISBN 952-445-135-2 (painettu). ISBN 952-445-136-0 (sähköinen). ISSN 1455-1204.

Ratahallintokeskus (2007). Nopeusmuutosten menettelyohje. Dnro 2713/610/2007. Helsinki: Ratahallintokeskus. 11 s.

Ratahallintokeskus (2008). RATO 3 koulutus 26.5.2008 -luentomoniste. Espoo, Ratahallintokeskus.

RATO 2. 2002. Ratatekniset ohjeet, osa 2: Radan geometria. Dnro 894/731/00. Ratahallintokeskus. 73 s + liit 31 s.

RATO 3. 2005. Ratatekniset ohjeet, osa 3: Radan rakenne. Dnro 895/731/02. Ratahallintokeskus. 44 s + liit 31 s.

RATO 5. 2005. Ratatekniset ohjeet, osa 5: Sähköistetty rata. Dnro 1546/731/2004. Ratahallintokeskus. 119 s + liit 21 s.

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 137 s. ISBN 951-758-439-3. ISSN 0356-9403.

RIL 181-1989. 1989. Rakennuskaivanto-ohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 120 s. ISBN 951-758-216-1. ISSN 0356-9403.

Soini, O-P. & Muhonen, T. 2003. Henkilöliikenteen tietovarastot. FITS-julkaisuja 28/2003. Helsinki: FITS. 37 s. ISBN 951-723-889-4.

Tiehallinto (2007). Sillan geotekniset suunnitteluperusteet. Helsinki: Tiehallinto. 49 s + liit 36 s. ISBN 978-951-803-896-5 (painettu). ISBN 978-951-803-897-2 (sähköinen). TIEH 2100053-07 (painettu). TIEH 2100053-v-07 (sähköinen).

Vianova Systems Finland Oy (2006). Novapoint GeoCalc: Supported Excavation Theory. Version 1.

Vianova Systems Finland Oy (2008). Novapoint GeoCalc koulutus 22.-23.5.2008 -luentomoniste. Tampere, Vianova Systems Oy.

Vepsäläinen, P. 2003. PLAXIS-kurssi 26.-27.5.2003. FEM-analyysi suljetussa tilassa, konsolidaatiotilassa ja avoimessa tilassa -luentomoniste. Espoo, Teknillinen korkeakoulu.

Vepsäläinen, P. 2007. Rak-50.149 Geotekniikan numeeriset menetelmät -luentomoniste. Espoo, Teknillinen korkeakoulu.

VR Georyhmä (1993). Tuettujen kaivantojen suunnittelu rautatiealueiden kaivantoissa. Helsinki: VR Georyhmä. 15 s + liit 10 s.

<https://rhk-fi.directo.fi/>, 14.7.2008.

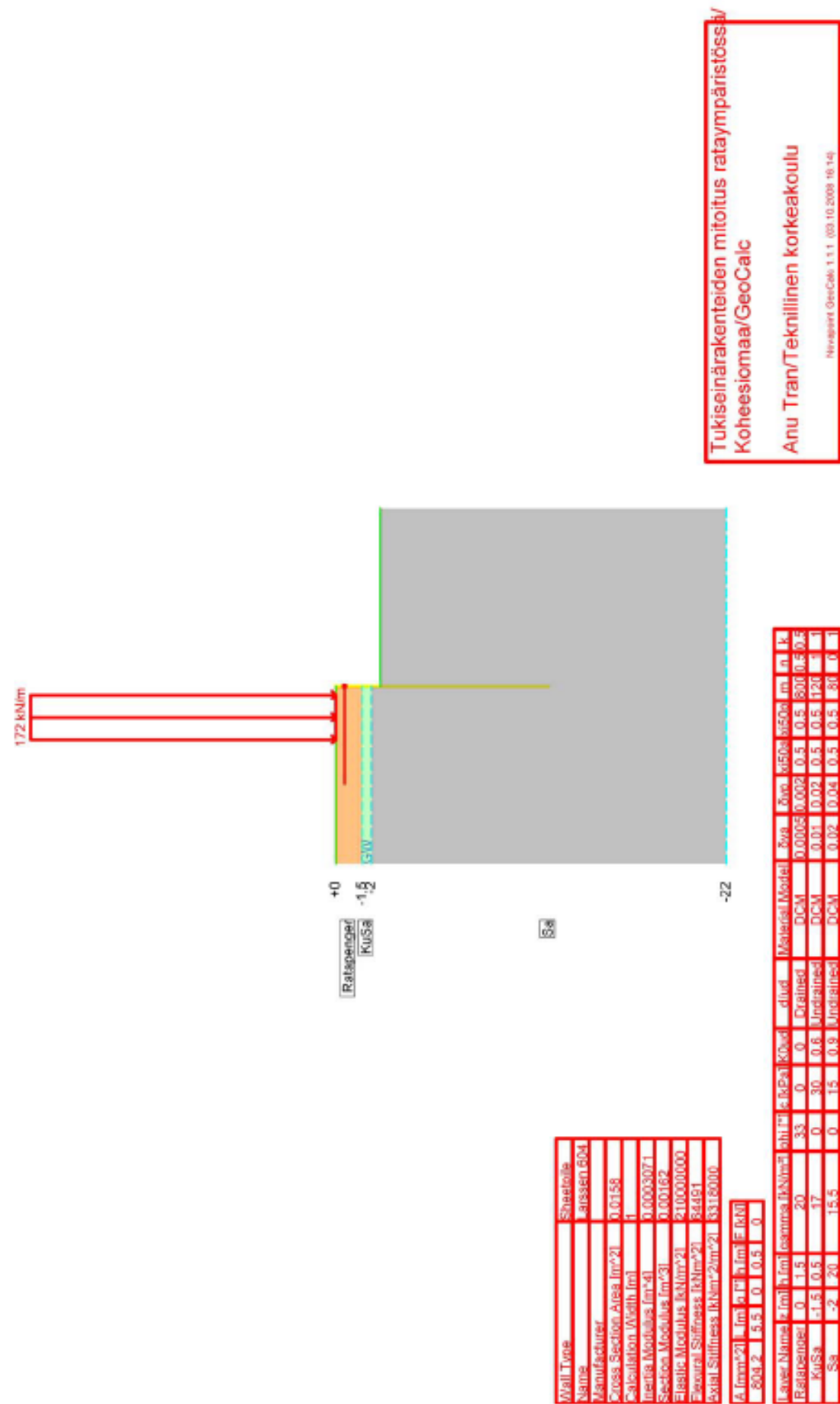
<http://www.viasys.com/index.php?k=Novapoint&id=82&a=Geotekniikka>, 1.7.2008.

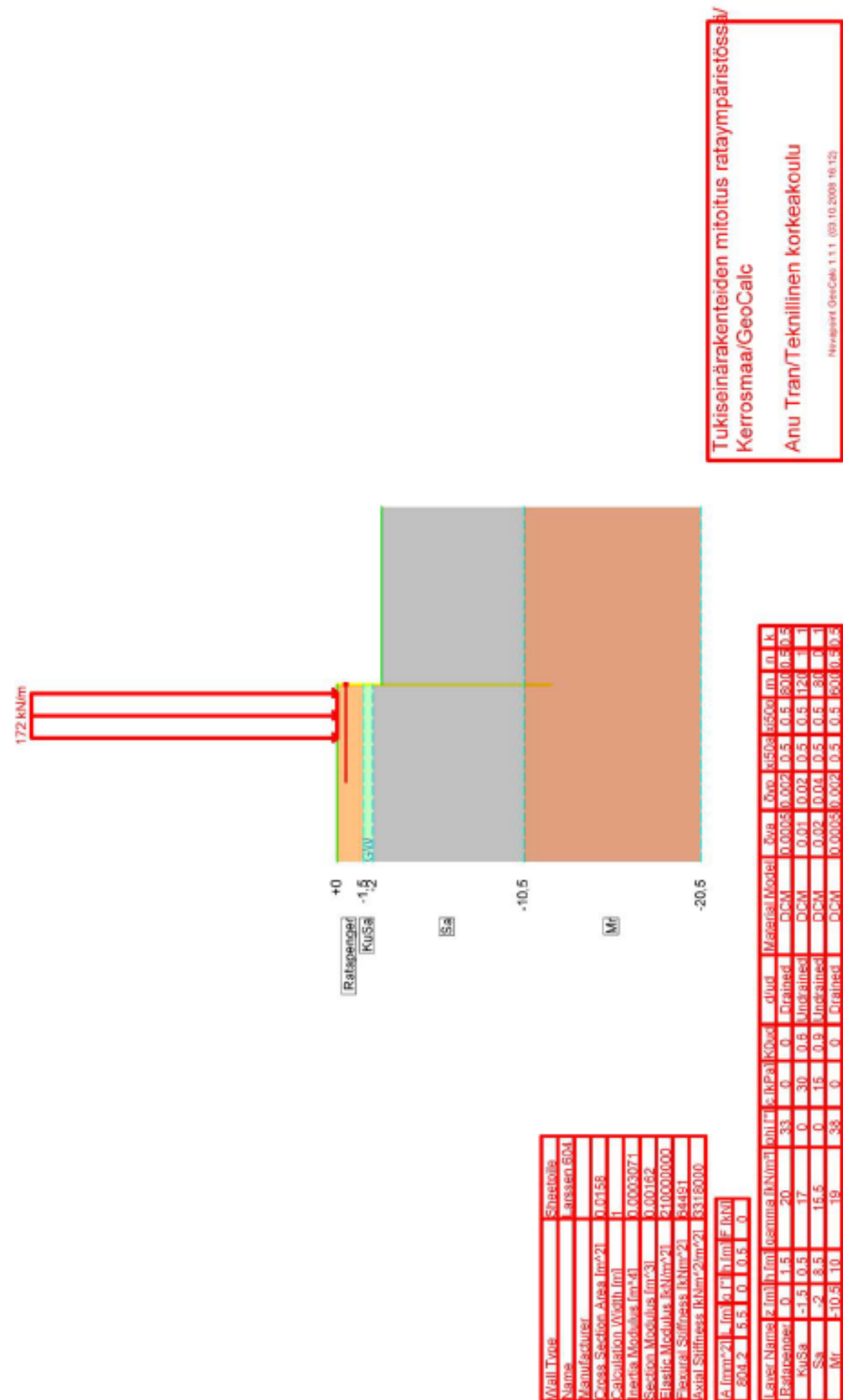
Haastattelu

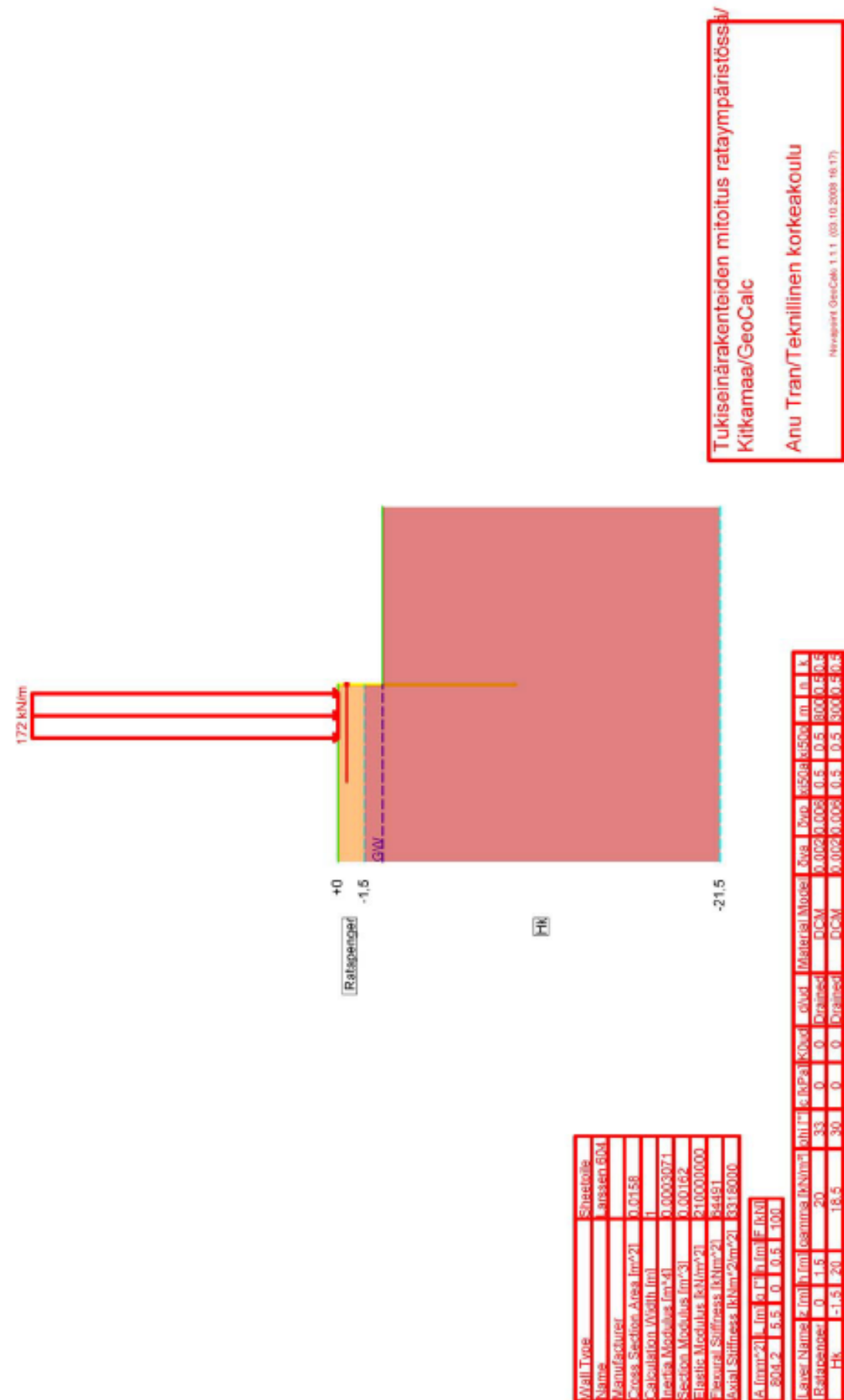
Länsivaara, T. 2008. Professori. Tampereen teknillinen yliopisto, rakennustekniikan laitos. Korkeakoulunkatu 5, PL 600, 33101 Tampere. Haastattelu 10.6.2008.

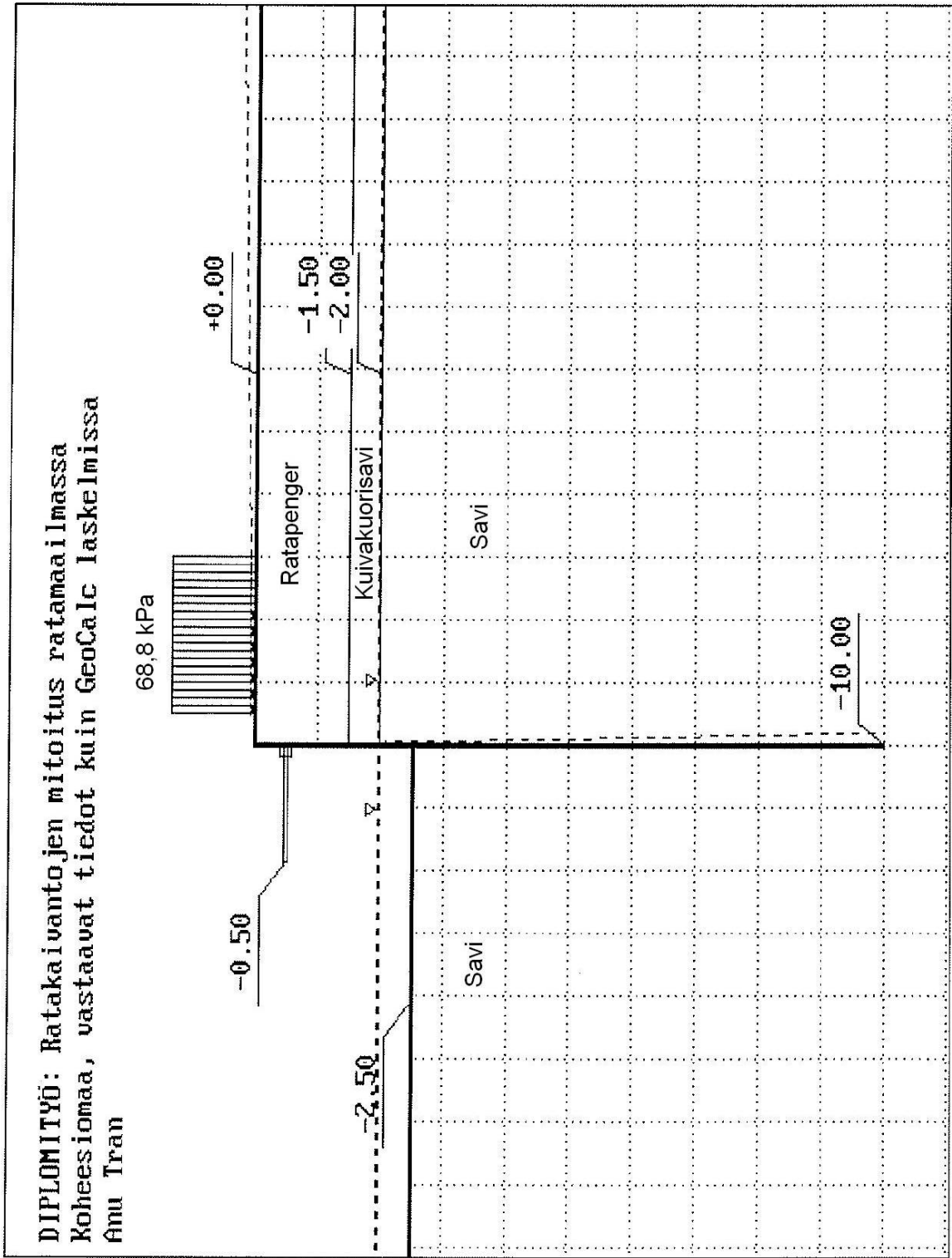
Liitteet

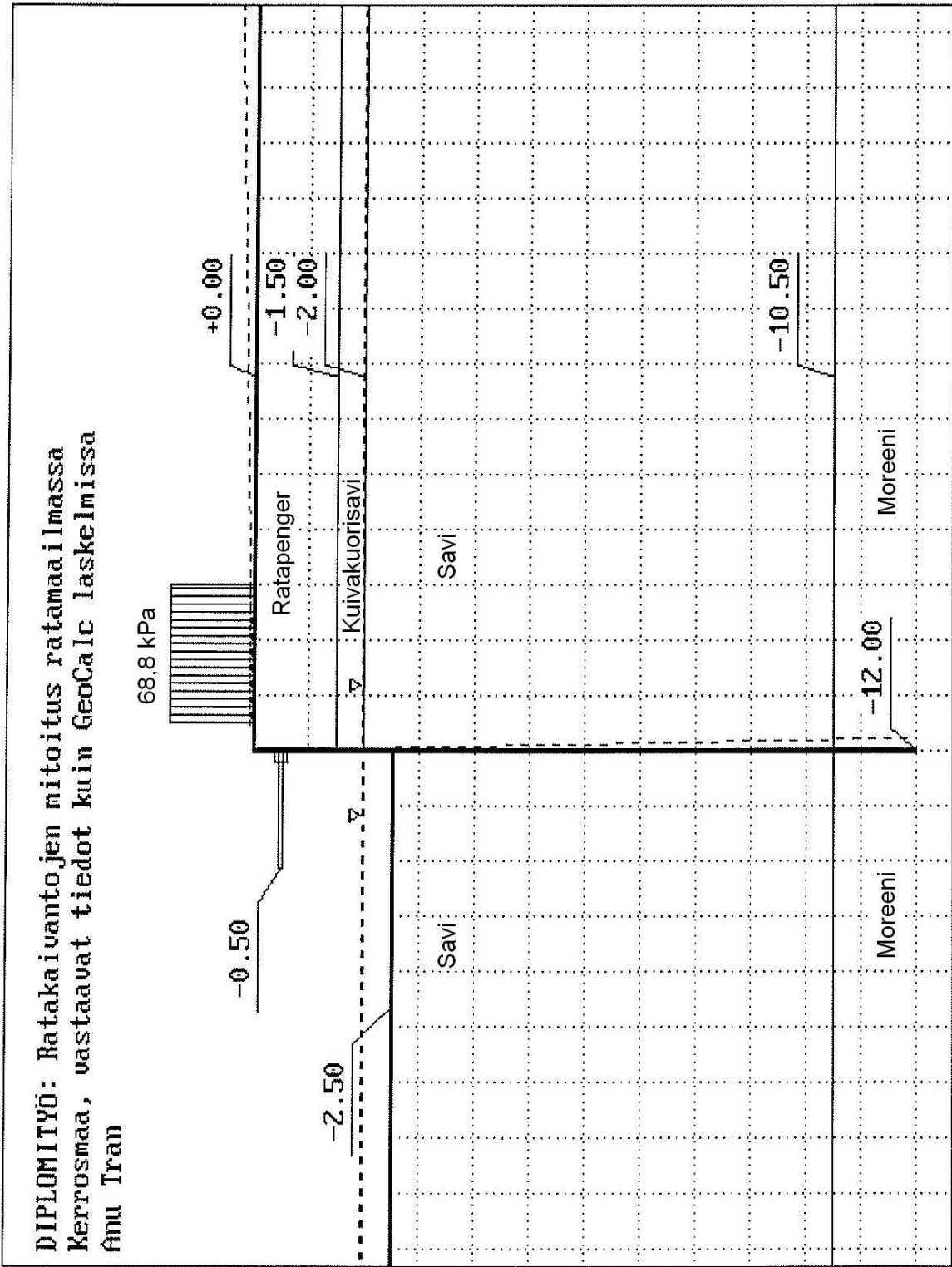
- Liite 1 Koheesiomaan malli GeoCalc-ohjelmassa
- Liite 2 Kerrosmaan malli GeoCalc-ohjelmassa
- Liite 3 Kitkamaan malli GeoCalc-ohjelmassa
- Liite 4 Koheesiomaan malli MS Saarelma -ohjelmassa
- Liite 5 Kerrosmaan malli MS Saarelma -ohjelmassa
- Liite 6 Kitkamaan malli MS Saarelma -ohjelmassa
- Liite 7 Koheesiomaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)
- Liite 8 Kerrosmaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)
- Liite 9 Kitkamaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)
- Liite 10 Koheesiomaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)
- Liite 11 Kerrosmaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)
- Liite 12 Kitkamaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)
- Liite 13 Koheesiomaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)
- Liite 14 Kerrosmaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)
- Liite 15 Kitkamaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)
- Liite 16 Laskentaohjelmien lähtötiedot
- Liite 17 Kimmomoduuli E_{ref} PLAXIS-ohjelmaan
- Liite 18 Huokosylipaineen kehittyminen koheesiomaan PLAXIS 2D todellinen -mallissa
- Liite 19 Huokosylipaineen kehittyminen kerrosmaan PLAXIS 2D todellinen -mallissa
- Liite 20 Koheesiomaan PLAXIS 2D GC -mallin plastiset pisteet
- Liite 21 Koheesiomaan PLAXIS 2D todellinen -mallin plastiset pisteet
- Liite 22 Kerrosmaan PLAXIS 2D GC -mallin plastiset pisteet
- Liite 23 Kerrosmaan PLAXIS 2D todellinen -mallin plastiset pisteet
- Liite 24 Kitkamaan PLAXIS 2D GC -mallin plastiset pisteet
- Liite 25 Kitkamaan PLAXIS 2D todellinen -mallin plastiset pisteet

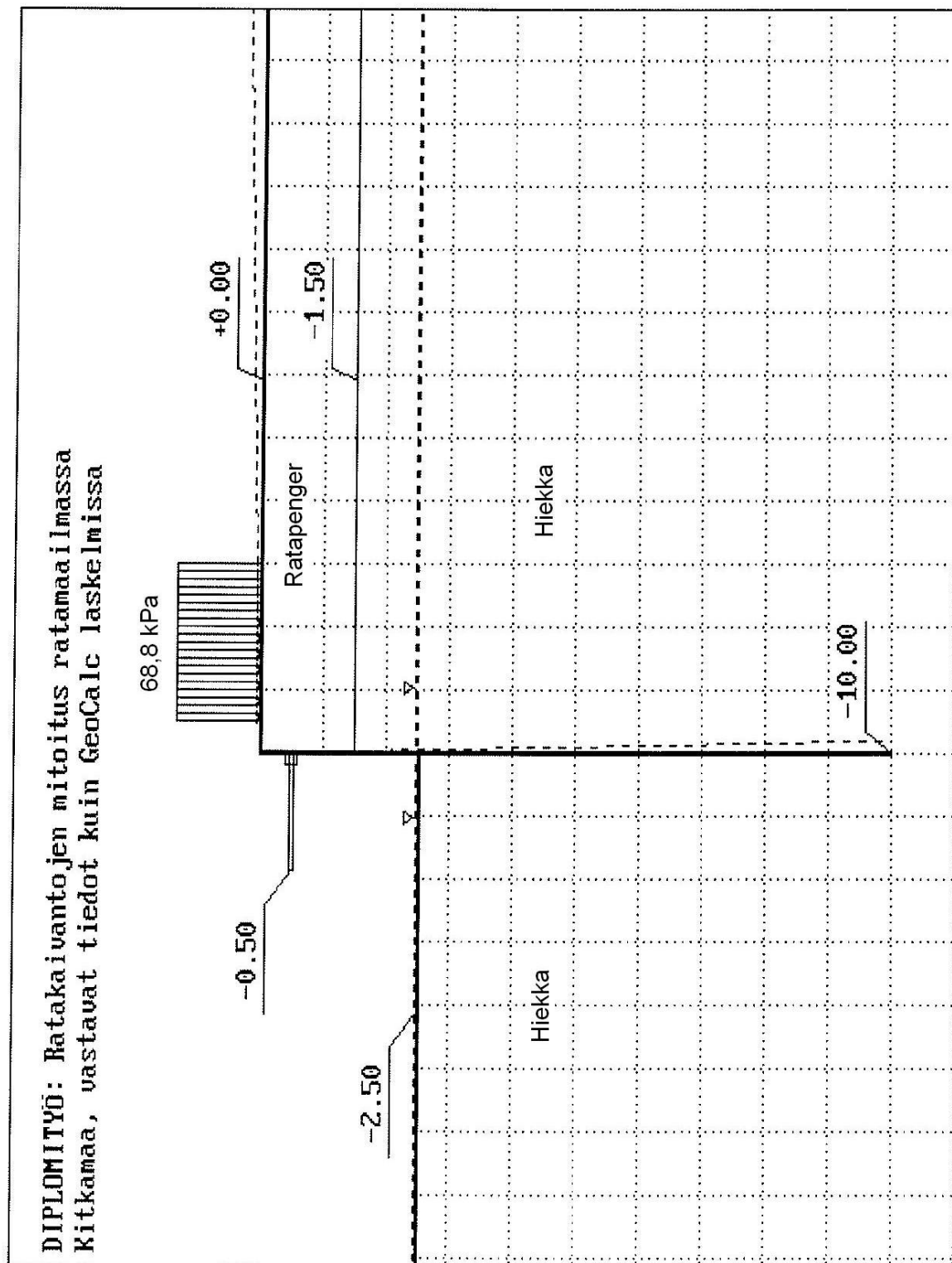




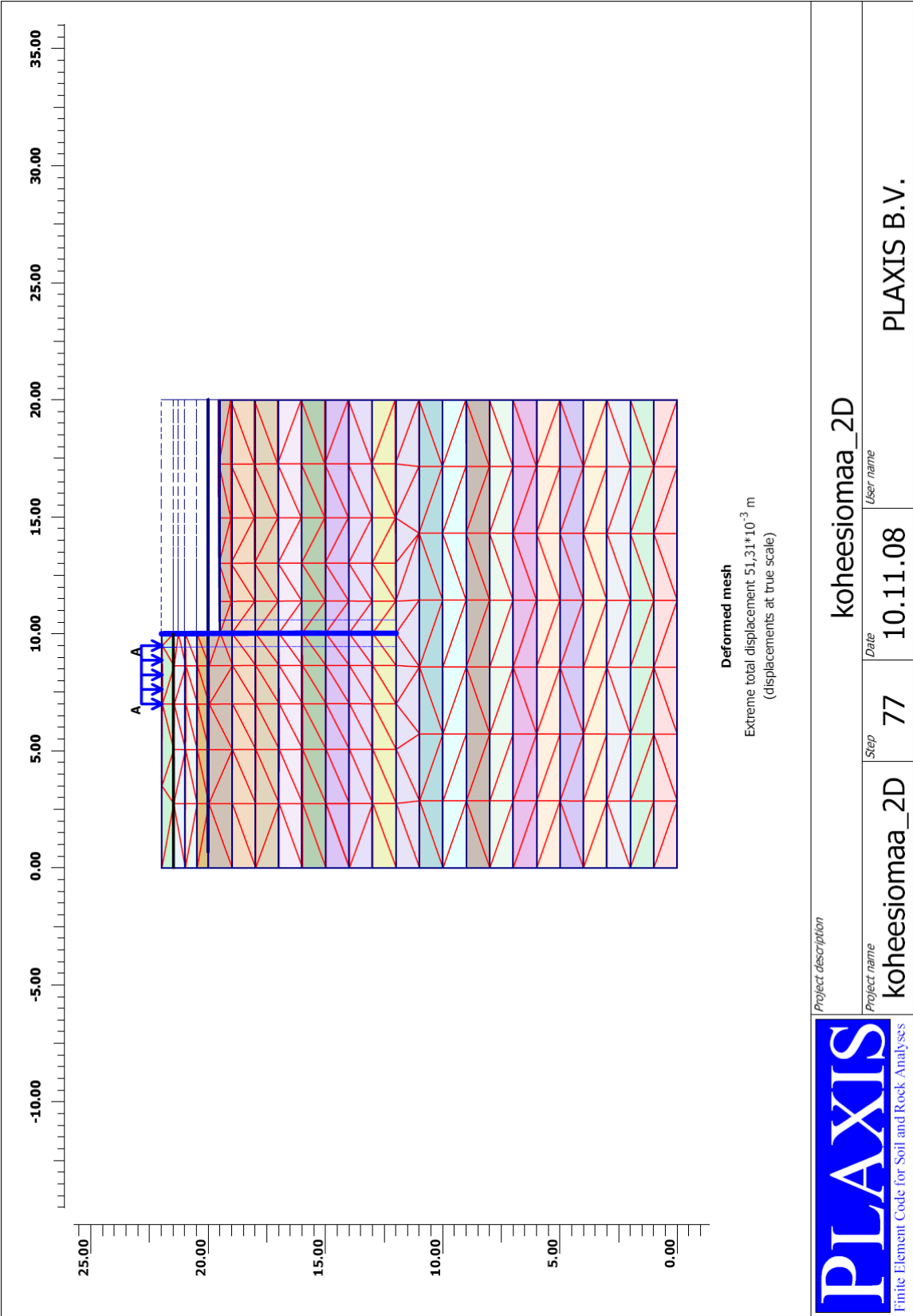




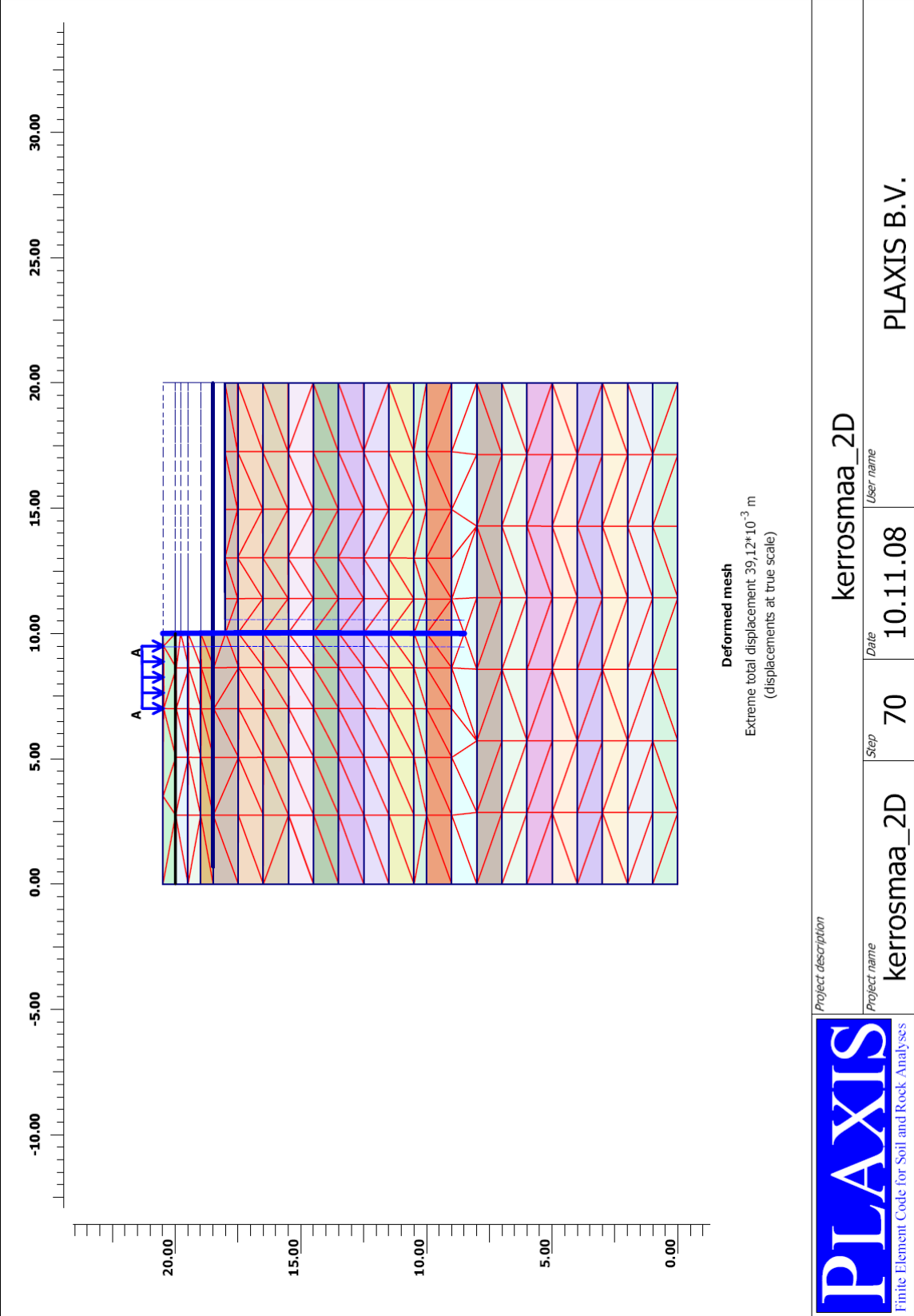




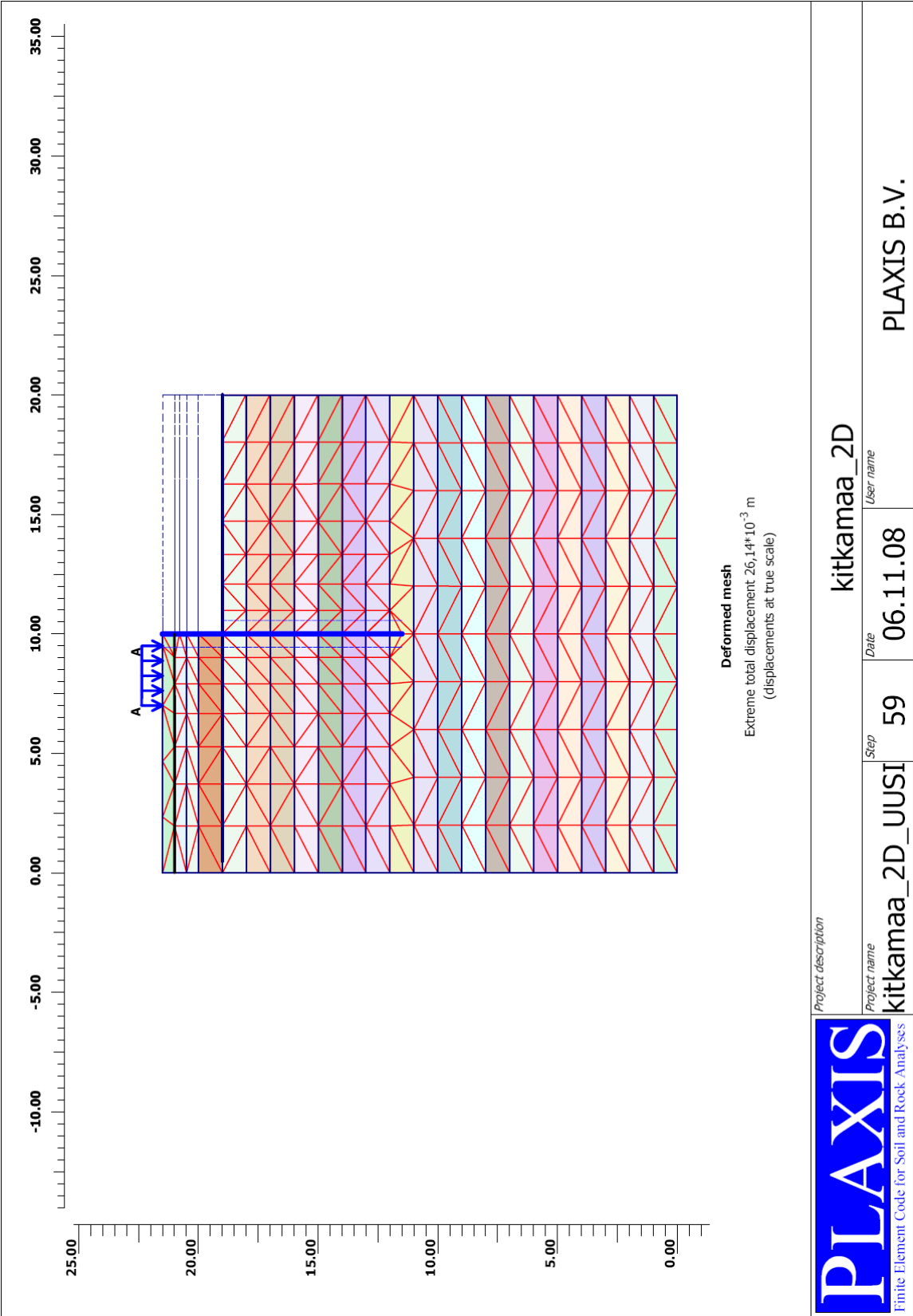
Liite 7 Koheesiomaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)



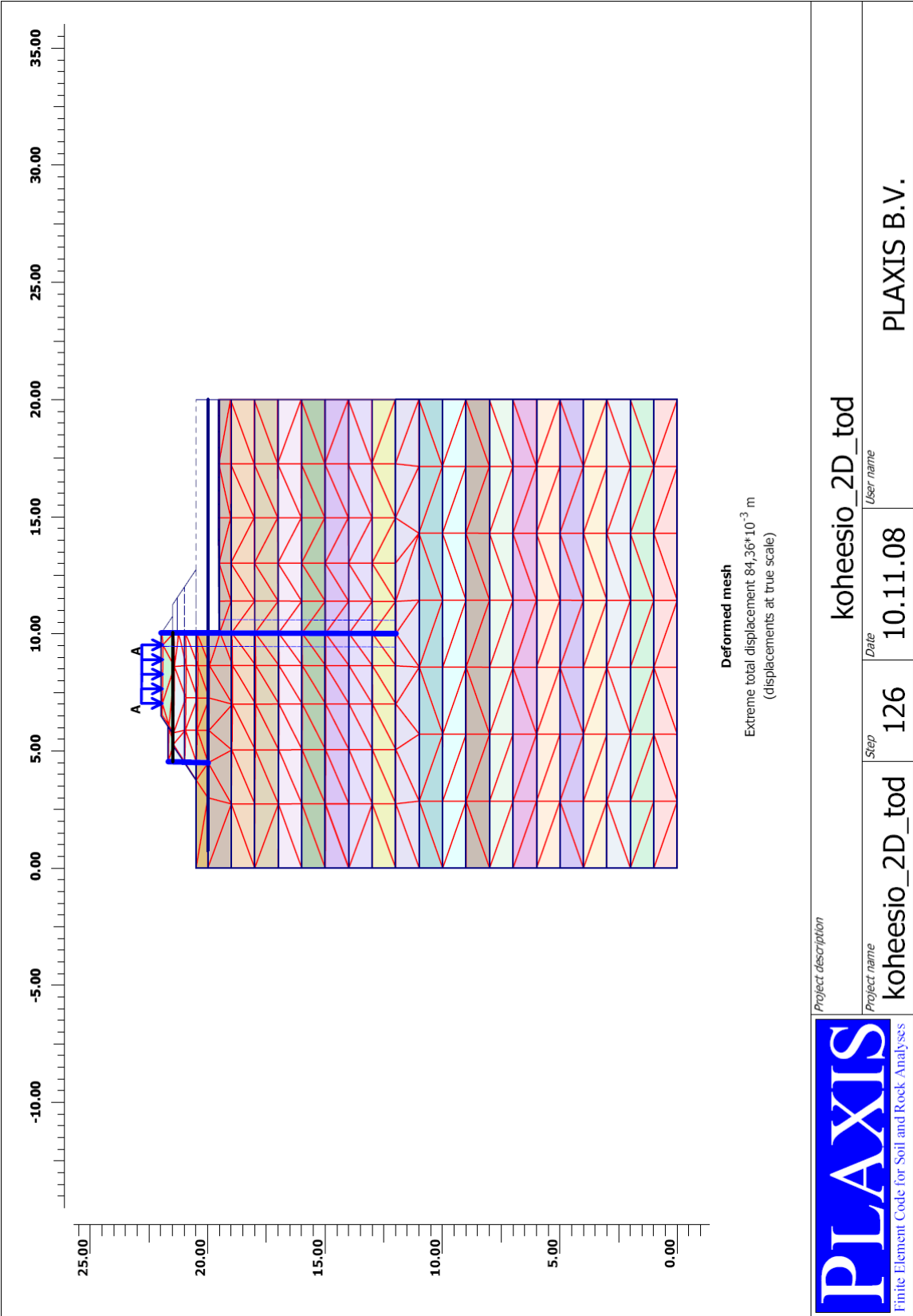
Liite 8 Kerrosmaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)



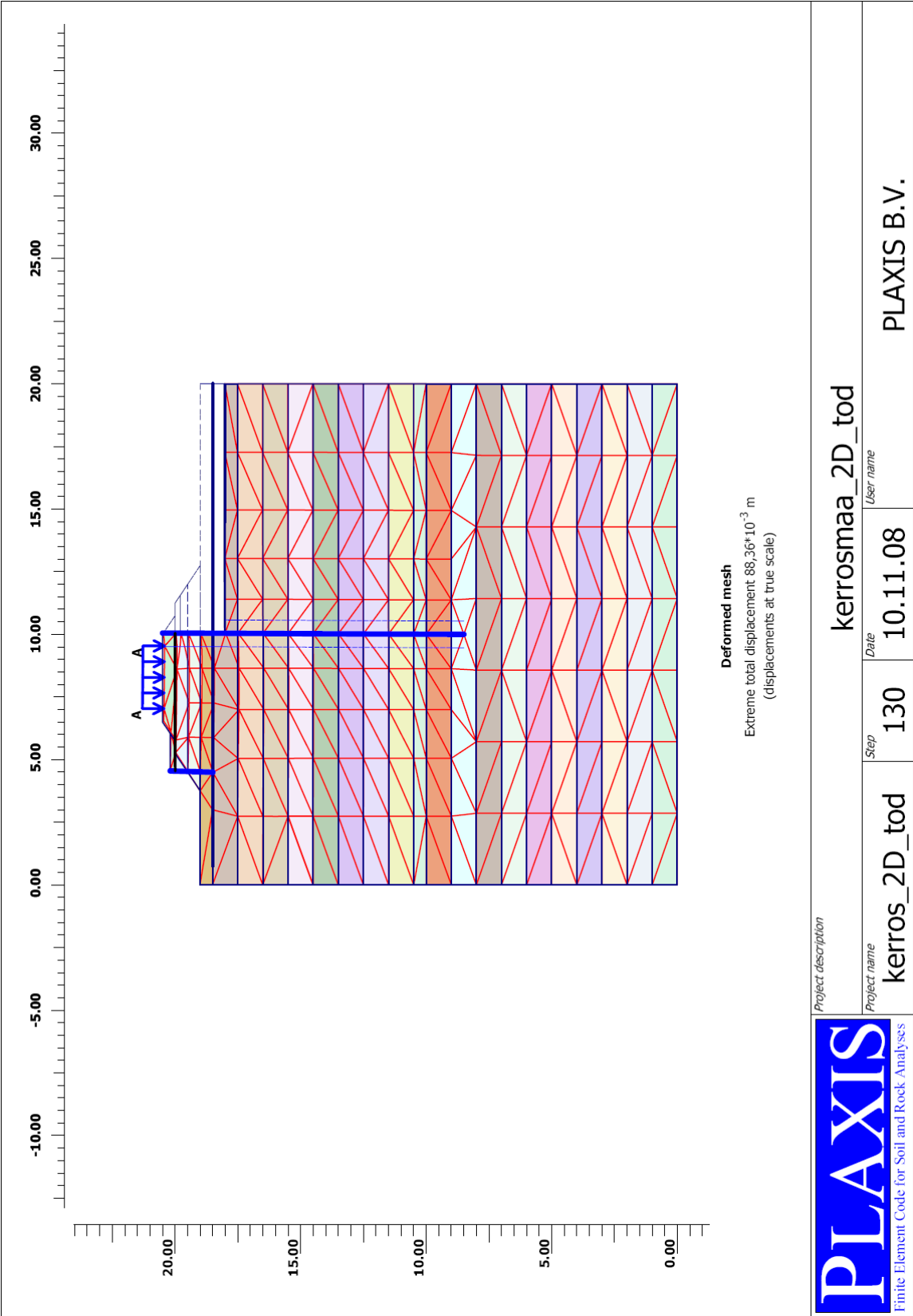
Liite 9 Kitkamaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 2D GC)



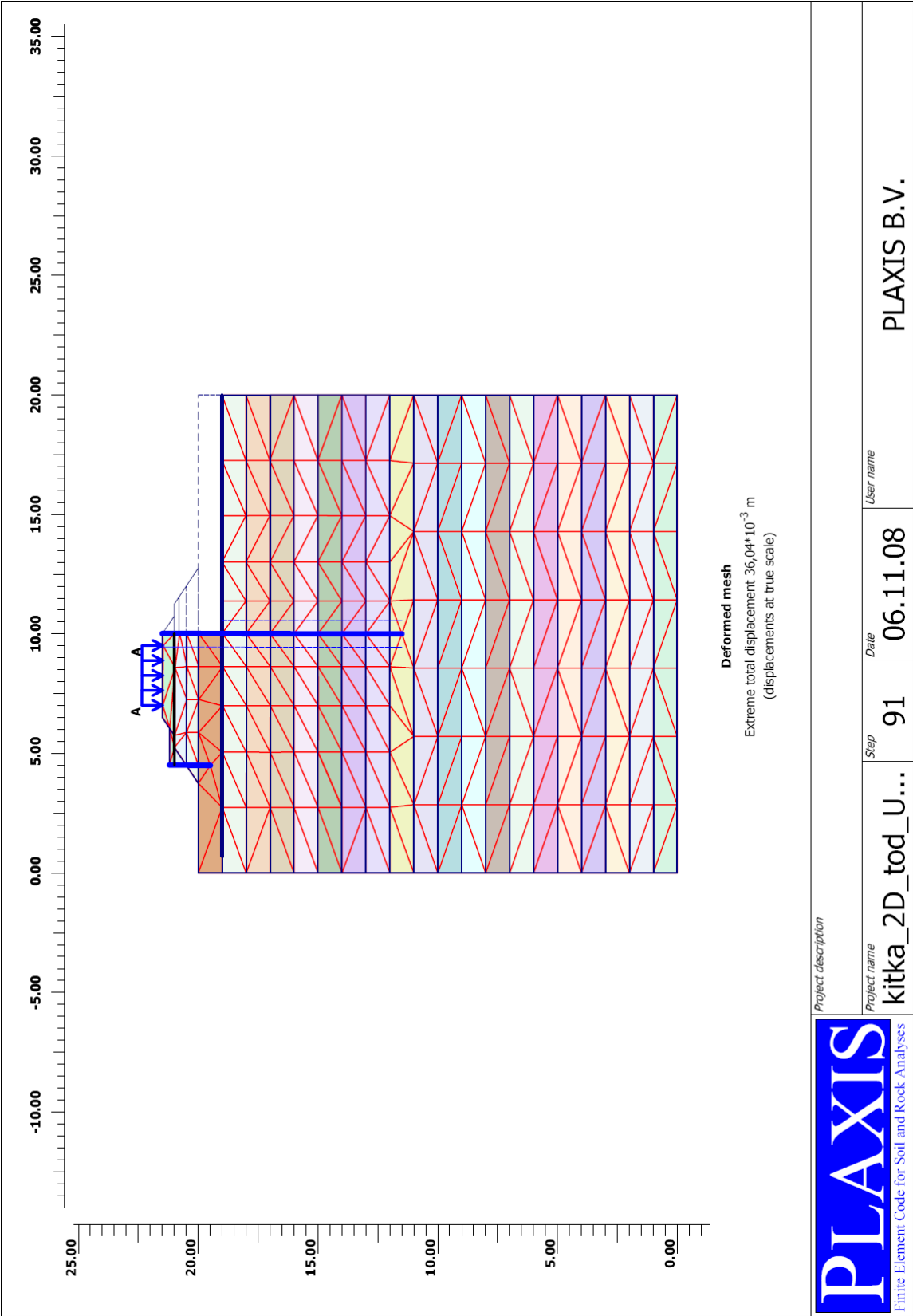
Liite 10 Koheesiomaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)



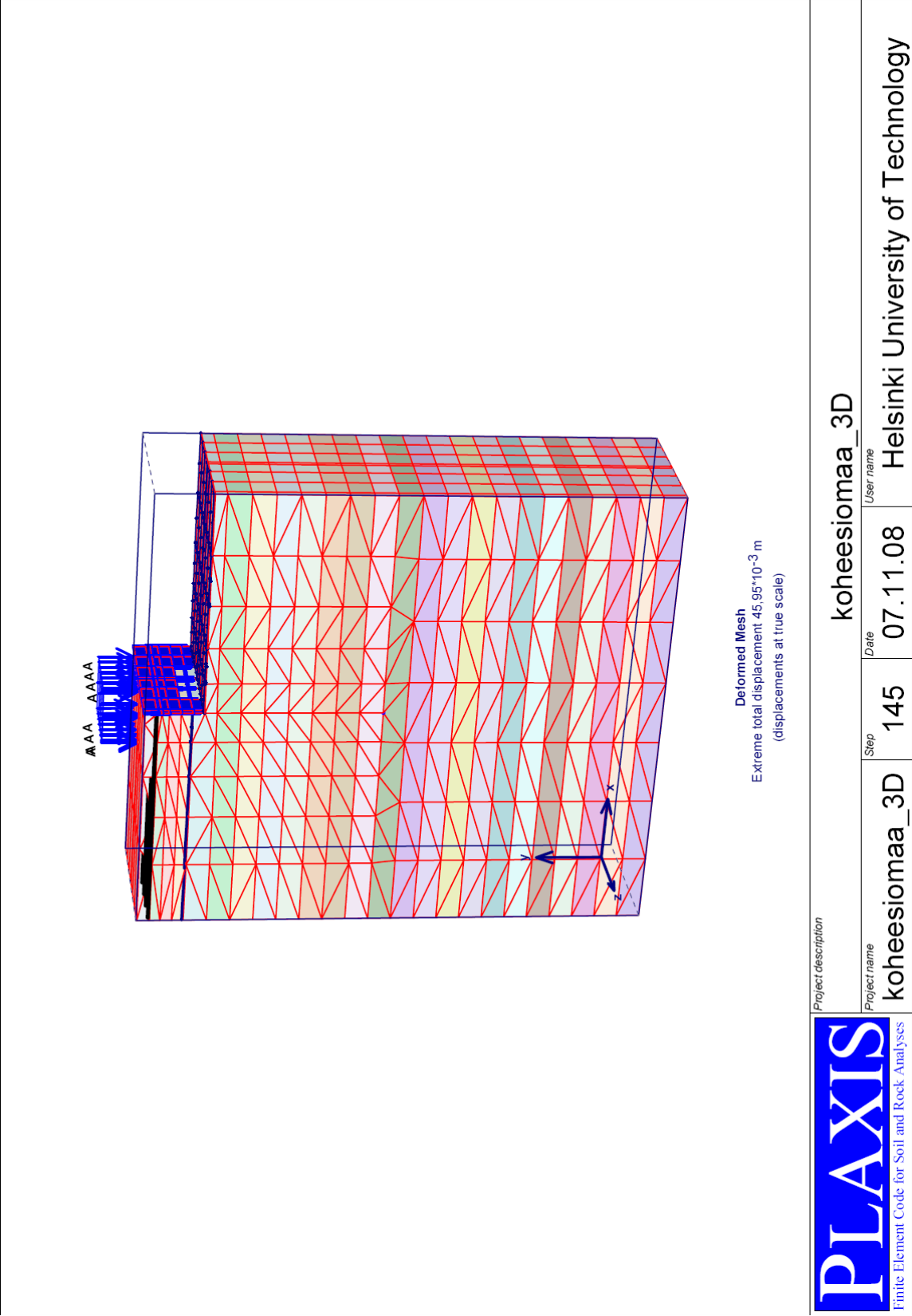
Liite 11 Kerrosmaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)



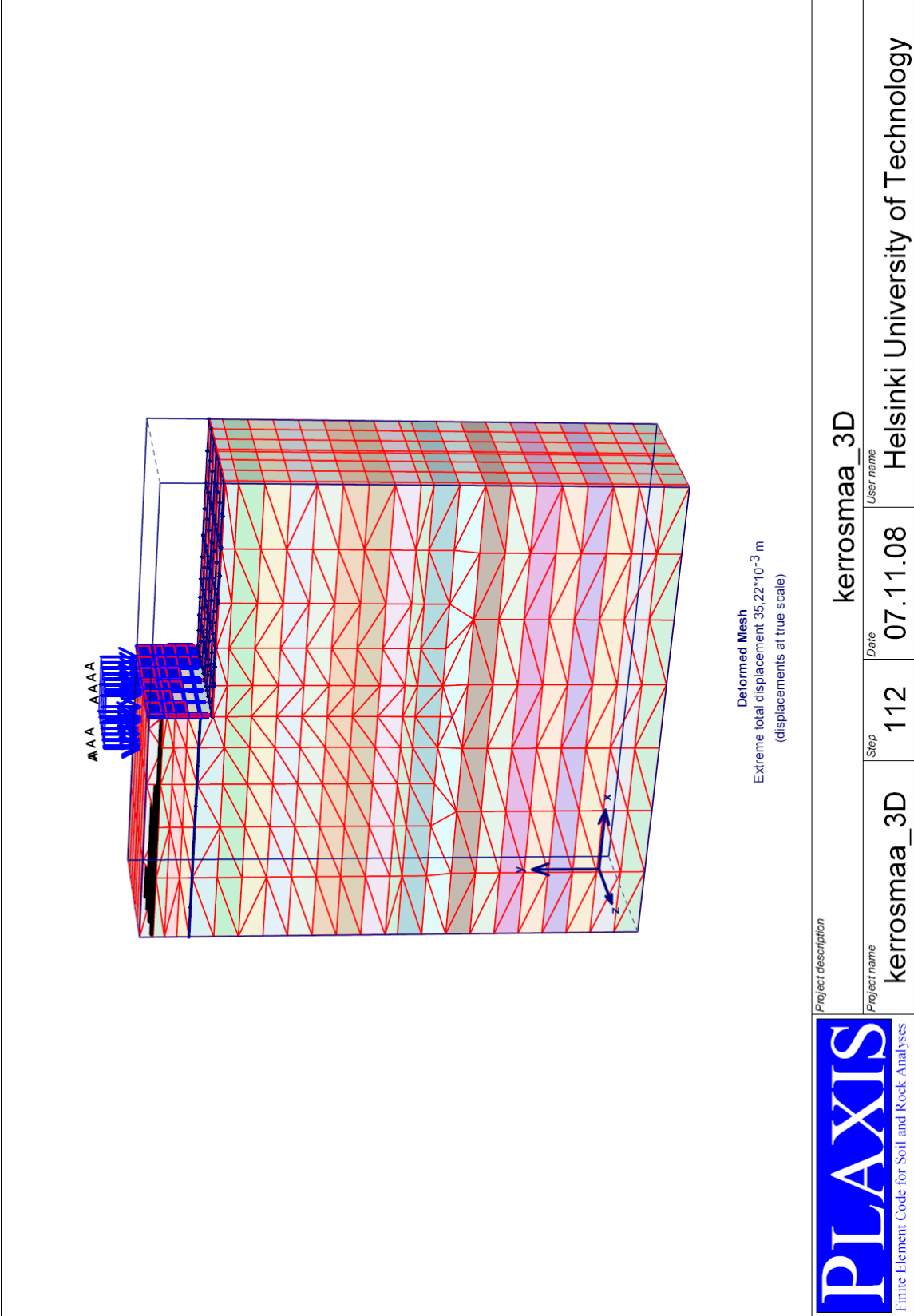
Liite 12 Kitkamaan malli PLAXIS 2D -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu todellisen muotoisena (PLAXIS 2D todellinen)



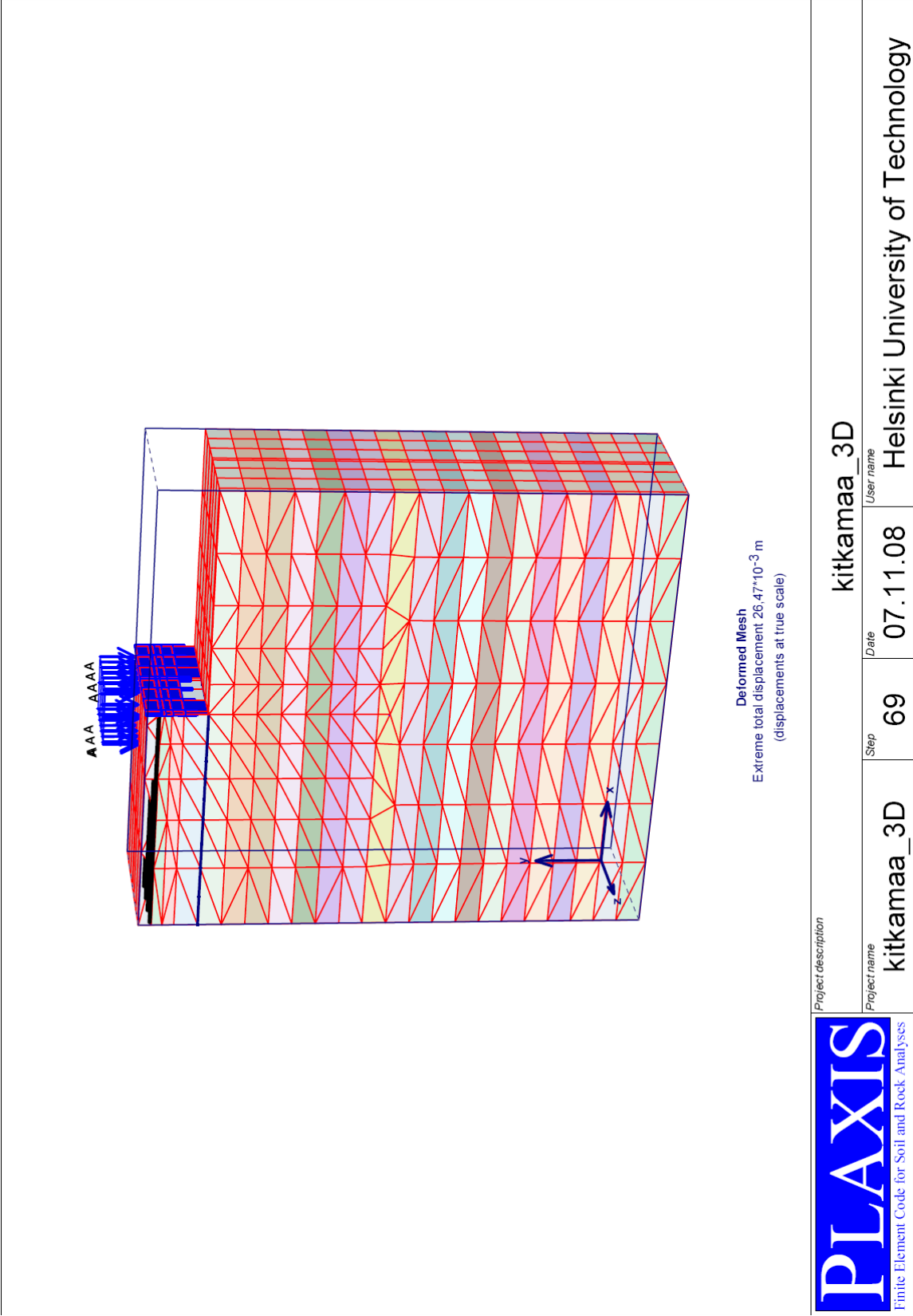
Liite 13 Koheesiomaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)



Liite 14 Kerrosmaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)



Liite 15 Kitkamaan malli PLAXIS 3D Tunnel -ohjelmassa, ratapenger mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi (PLAXIS 3D GC)



Liite 16 Laskentaohjelmien lähtötiedot

GeoCalc-ohjelman lähtötiedot, ellei toisin mainita

Materiaali	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	K_{0ud}	d/ud
Ratapenger	20	33	-	0	Drained
KuSa	17	-	30	0,6	Undrained
Sa	15,5	-	20	0,9	Undrained
Hk	18,5	30	-	0	Drained
Mr	19	38	-	0	Drained

Materiaali	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}	m	β	k
Ratapenger	0,0005	0,002	0,5	0,5	800	0,5	0,5
KuSa	0,01	0,02	0,5	0,5	120	1,0	1
Sa	0,02	0,04	0,5	0,5	80	0	1
Hk	0,002	0,006	0,5	0,5	300	0,5	0,5
Mr	0,0005	0,002	0,5	0,5	600	0,5	0,5

Neljä palkkielementtiä per metri

Junakuorma (2D) 172 kN/m, kuorman leveys 2,5 m, t = 1

Junakuorma (3D) 1100 kN, kuorman leveys 2,5 m ja pituus 6,4 m, t = 2

Seinäkitkakerroin 0,45

Teräsponttiseinä, Larssen 604	
GeoCalc	
Poikkipinta-ala A	0,0158 m ²
Laskentaleveys	1 m
Taivutusvastus W	0,00162 m ³
Hitausmomentti I	0,00030701 m ⁴
Kimmomoduuli E	210 000 000 kN/m ²
EI	64 491 kNm ²
EA	3 318 000 kNm ² /m ²

Ankkuri	
GeoCalc	
Halkaisija	32 mm
Poikkipinta-ala	804,2 mm ²
Pituus	5,5 m
Ankkuriväli	1 m
Ylikaivu	0,2 m
Kimmomoduuli E	210 000 000 kN/m ² /m
EA	168 900 kNm ² /m ² /m

Liite 16 Laskentaohjelmien lähtötiedot

PLAXIS 2D ja 3D Tunnel -ohjelmien lähtötiedot, ellei toisin mainita

Materiaali	$\gamma_{\text{unsat/sat}}$ [kN/m ³]	c_{ref} [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	d/ud	$k_x/k_y/k_z$ [m/pv]	ν	E_{ref} [kPa]
Ratapenger	20	1	33	3	Drained	1	0,3	*
KuSa	17	30	0	0	Undrained	0,001	0,3	*
Sa	15,5	20	0	0	Undrained	0,001	0,3	*
Hk	18,5	1	30	0	Drained	1	0,3	*
Mr	19	1	38	8	Drained	1	0,3	*

* riippuu tarkastelukohdan syvyydestä, ks. 6.1.2 ja liite 17.

15-solmuinen kolmielementti, Mohr-Coulombin malli

Junakuorma 68,80 kPa

3D-mallissa kuorma vaikuttaa 3,2 m × 2,5 m kokoisella alueella, 3,05 m × 2,5 m alueella ei vaikuta lainkaan kuormia.

Teräsponttiseinä, Larssen 604	
PLAXIS	
EA	3 318 000 kN/m
EI	64 491 kNm ² /m
d	0,483 m
Paino w	0,740 kN/m/m
Poissonin luku ν	0,0

Ankkuri					
PLAXIS 2D GC*		PLAXIS 2D todellinen		PLAXIS 3D GC***	
Ankkuri-tyyppi	Node-to-node	Ankkuri-tyyppi	Fixed-end anchor	Ankkuri-tyyppi	Node-to-node
Ankkurin pituus	10 m	Ankkurin pituus	5,5 m	Ankkurin pituus	10 m
Ankkuriväli	1 m	Ankkuriväli	1 m	Ankkuriväli	1 m
EA	307 000 kNm ² /m ² /m	EA	168 900 kNm ² /m ² /m	EA	307 000 kNm ² /m ² /m

*PLAXIS 2D GC: PLAXIS 2D -malli, jossa ratapenger on mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi

**PLAXIS 2D todellinen: PLAXIS 2D -malli, jossa ratapenger on mallinnettu todellisen muotoisena

***PLAXIS 3D GC: PLAXIS 3D Tunnel -malli, jossa ratapenger on mallinnettu GeoCalc-ohjelmaa vastaavaksi

Liite 16 Laskentaohjelmien lähtötiedot

MS Saarelma -ohjelman lähtötiedot

Materiaali	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	Aktiivipuolen siirtymä [%]	Passiivipuolen siirtymä [%]
Ratapenger	20	10	33	0	0,05	0,20
KuSa	17	7	0	30	1,00	2,00
Sa	15,5	5,5	0	15	2,00	4,00
Hk	18,5	8,5	30	0	0,20	0,60
Mr	19	9	38	0	0,05	0,20

Hyötykuorman osavarmuuskerroin	1.00
Vedenpaineen osavarmuuskerroin	1.00
Kitkakulman osavarmuus (aktiivip)	1.00
Kitkakulman osavarmuus (passiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (aktiivip)	1.00
Koheesion osavarmuus (passiivip)	1.00
Seinäkitkakerroin (aktiivip)	0.45
Seinäkitkakerroin (passiivip)	0.45
Adheesiokerroin (aktiivip)	0.00
Adheesiokerroin (passiivip)	0.00
Kokonaisvarmuuskerroin (aktiivip)	1.00
Kokonaisvarmuuskerroin (passiivip)	1.00
Maanpinnan kaltevuus (ast)	1.00
Seinän kaltevuus (ast)	1.00

Kuorman suuruus 68,80 kPa

Ankkurin jousivakio, EA/L 30 700 kN/m/jm

Tukiseinän jäykkyys 64 491 kNm²/jm

Liite 17 Kimmomoduuli E_{ref} PLAXIS-ohjelmaan

Lähtöparametrit:

Materiaali	γ	γ'	c	ϕ	m	β
Ratapenger	20	10	1	33	800	0,5
KuSa	17	7	30	-	120	0,5
Savi	15,5	5,5	20	-	80	0
Hiekka	18,5	8,5	1	30	300	0,5
Moreeni	19	9	1	38	600	0,5

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_a} \right)^{1-\beta} \quad E_{ref} = E_{oed} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

$E_{oed} = M$ ja $\nu = 0,3$.

Ratapenger

z	σ_v	M	E_{ref}
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	10,0	25298,2	18793,0
1,0	20,0	35777,1	26577,3
1,5	30,0	43817,8	32550,4

Kuivakuori savi

z	σ_v	M	E_{ref}
0,0	30,0	6572,7	4882,6
0,5	38,5	7445,8	5531,2

Savi

z	σ_v	M	E_{ref}
0,0	38,5	3080,0	2288,0
1,0	44,0	3520,0	2614,9
2,0	49,5	3960,0	2941,7
3,0	55,0	4400,0	3268,6
4,0	60,5	4840,0	3595,4
5,0	66,0	5280,0	3922,3
6,0	71,5	5720,0	4249,1
7,0	77,0	6160,0	4576,0
8,0	82,5	6600,0	4902,9
8,5	85,3	6820,0	5066,3
9,0	88,0	7040,0	5229,7
10,0	93,5	7480,0	5556,6
11,0	99,0	7920,0	5883,4
12,0	104,5	8360,0	6210,3
13,0	110,0	8800,0	6537,1
14,0	115,5	9240,0	6864,0
15,0	121,0	9680,0	7190,9
16,0	126,5	10120,0	7517,7
17,0	132,0	10560,0	7844,6
18,0	137,5	11000,0	8171,4
19,0	143,0	11440,0	8498,3
20,0	148,5	11880,0	8825,1

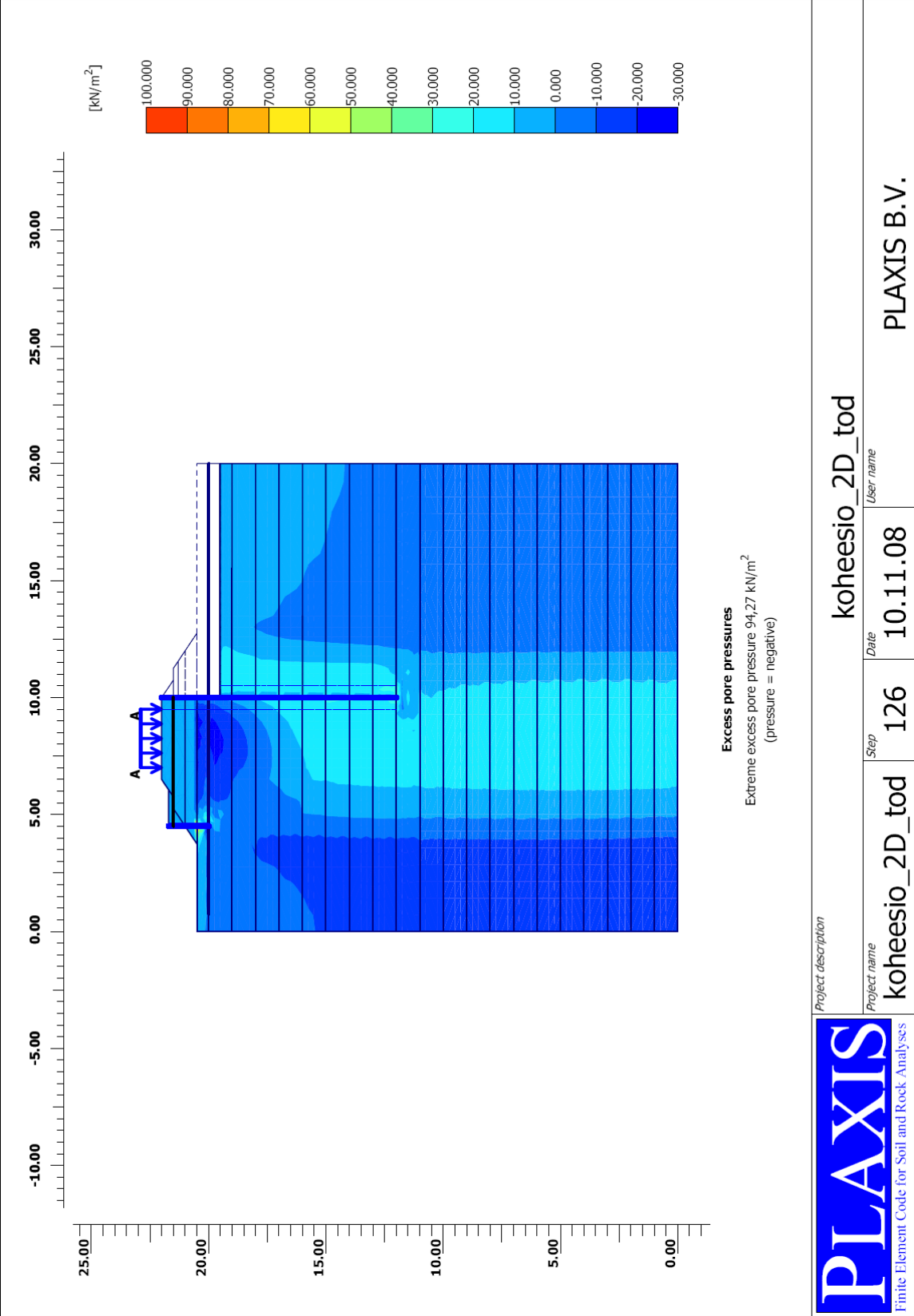
Hiekka

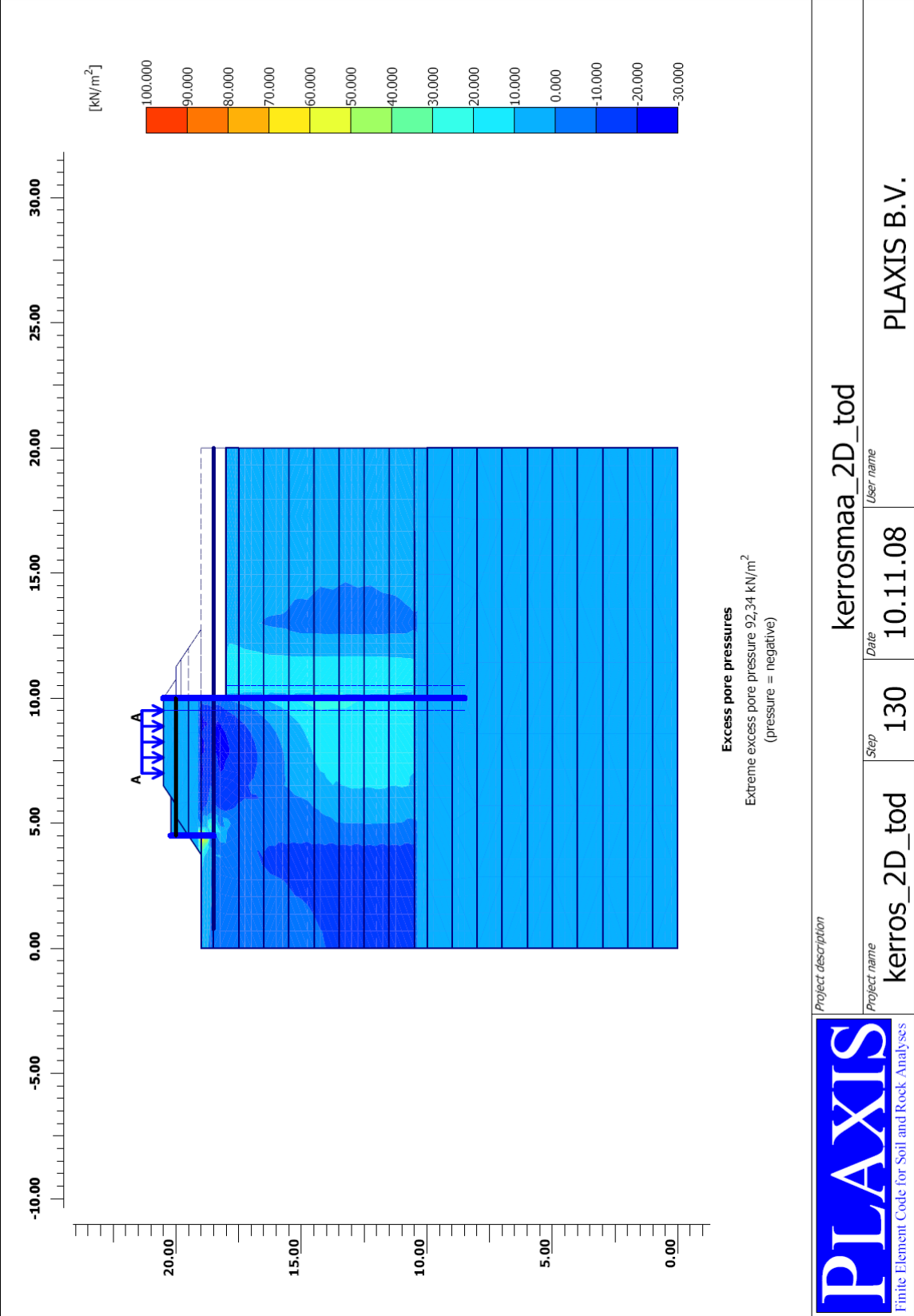
z	σ_v	M	E_{ref}
0,0	30,0	16431,7	12206,4
1,0	48,5	20892,6	15520,2
2,0	57,0	22649,5	16825,3
3,0	65,5	24279,6	18036,3
4,0	74,0	25807,0	19170,9
5,0	82,5	27248,9	20242,0
6,0	91,0	28618,2	21259,2
7,0	99,5	29924,9	22229,9
8,0	108,0	31176,9	23160,0
9,0	116,5	32380,5	24054,1
10,0	125,0	33541,0	24916,2
11,0	133,5	34662,7	25749,4
12,0	142,0	35749,1	26556,5
13,0	150,5	36803,5	27339,8
14,0	159,0	37828,6	28101,2
15,0	167,5	38826,5	28842,6
16,0	176,0	39799,5	29565,3
17,0	184,5	40749,2	30270,9
18,0	193,0	41677,3	30960,3
19,0	201,5	42585,2	31634,7
20,0	210,0	43474,1	32295,1

Moreeni

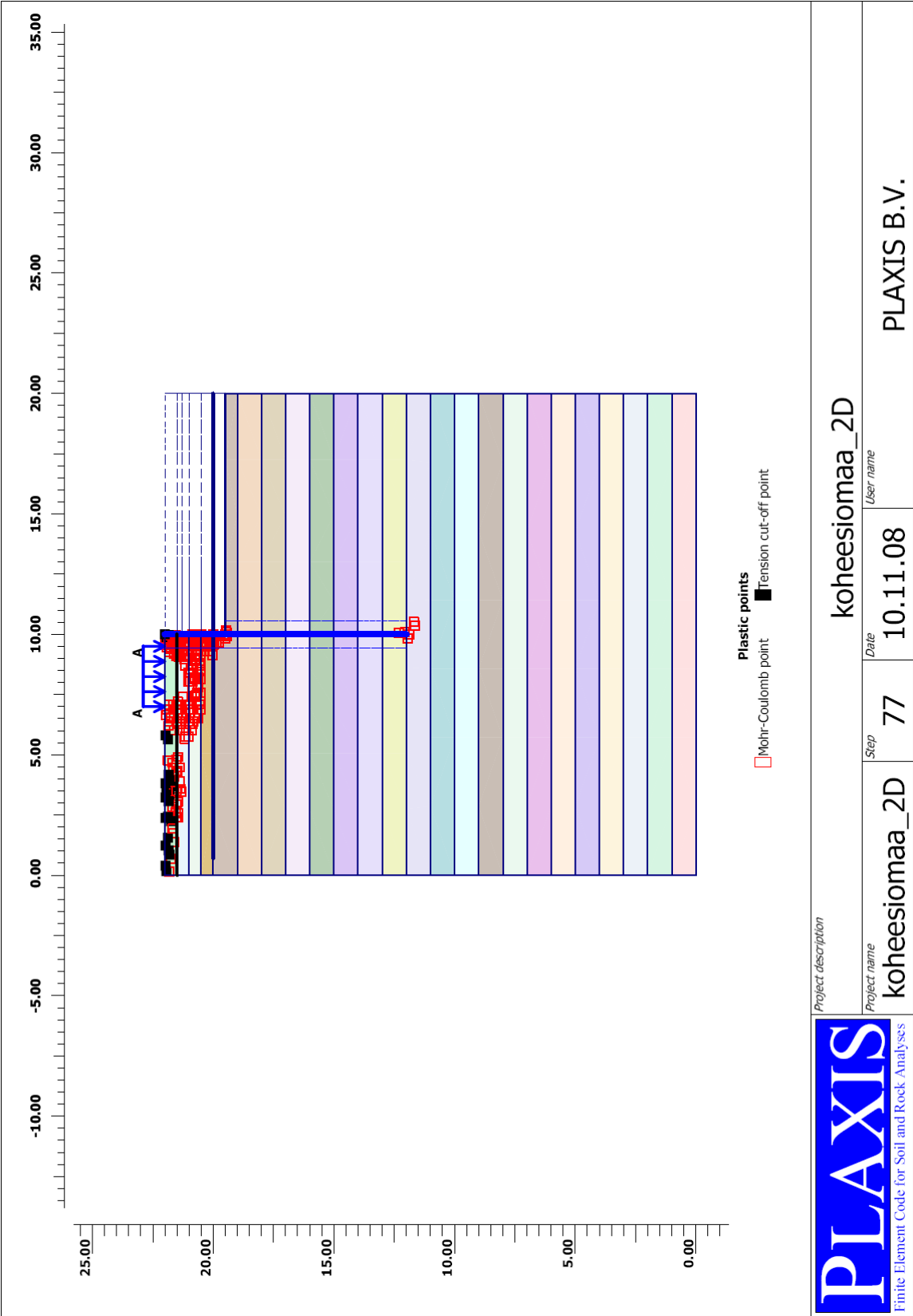
z	σ_v	M	E_{ref}
0,0	85,3	55398,6	41153,2
1,0	94,3	58249,5	43271,0
2,0	103,3	60967,2	45289,9
3,0	112,3	63568,9	47222,6
4,0	121,3	66068,1	49079,2
5,0	130,3	68476,3	50868,1
6,0	139,3	70802,5	52596,2
7,0	148,3	73054,8	54269,3
8,0	157,3	75239,6	55892,3
9,0	166,3	77362,8	57469,5
10,0	175,3	79429,2	59004,6

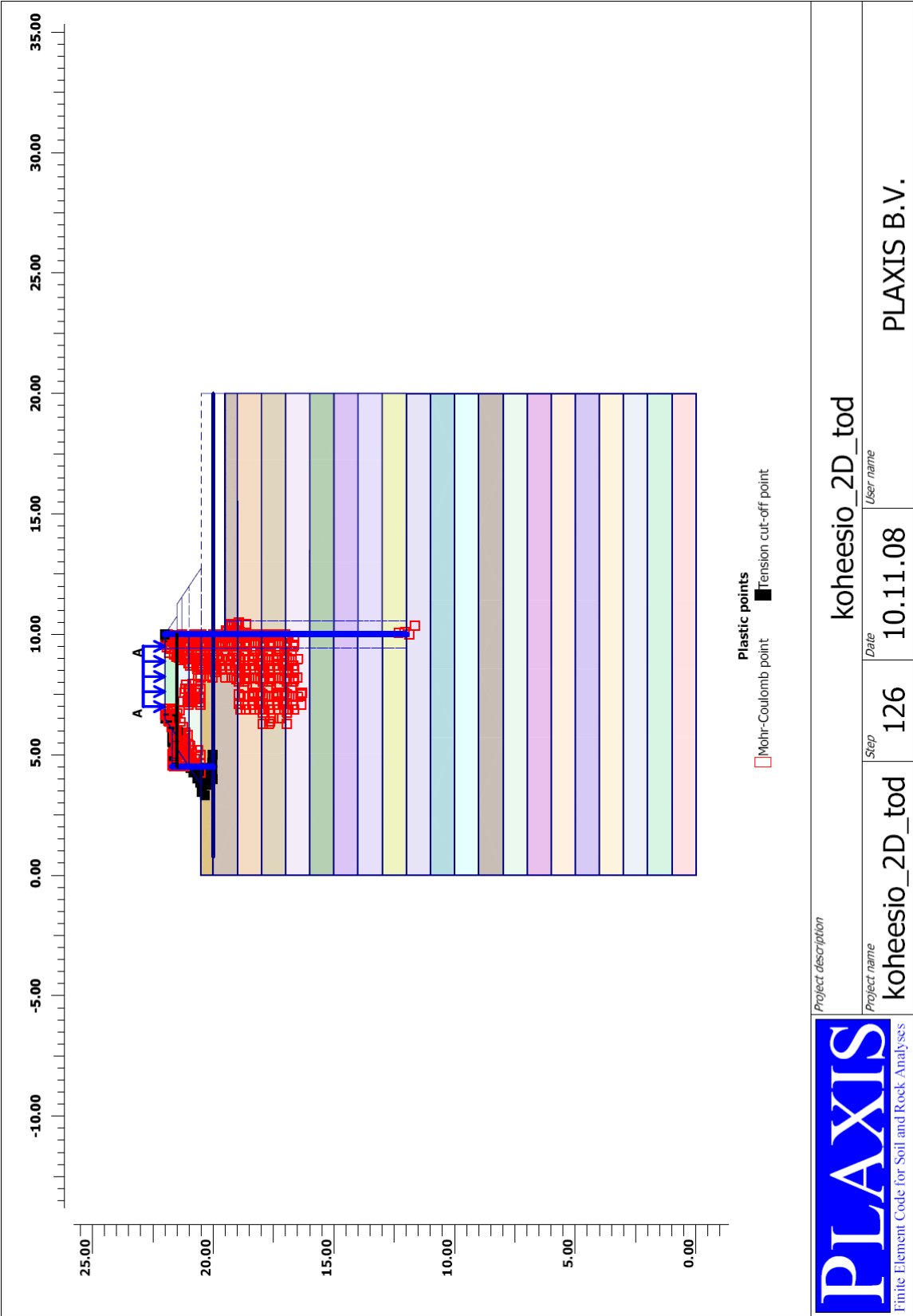
Liite 18 Huokosylipaineen kehittyminen koheesiomaan PLAXIS 2D todellinen -mallissa

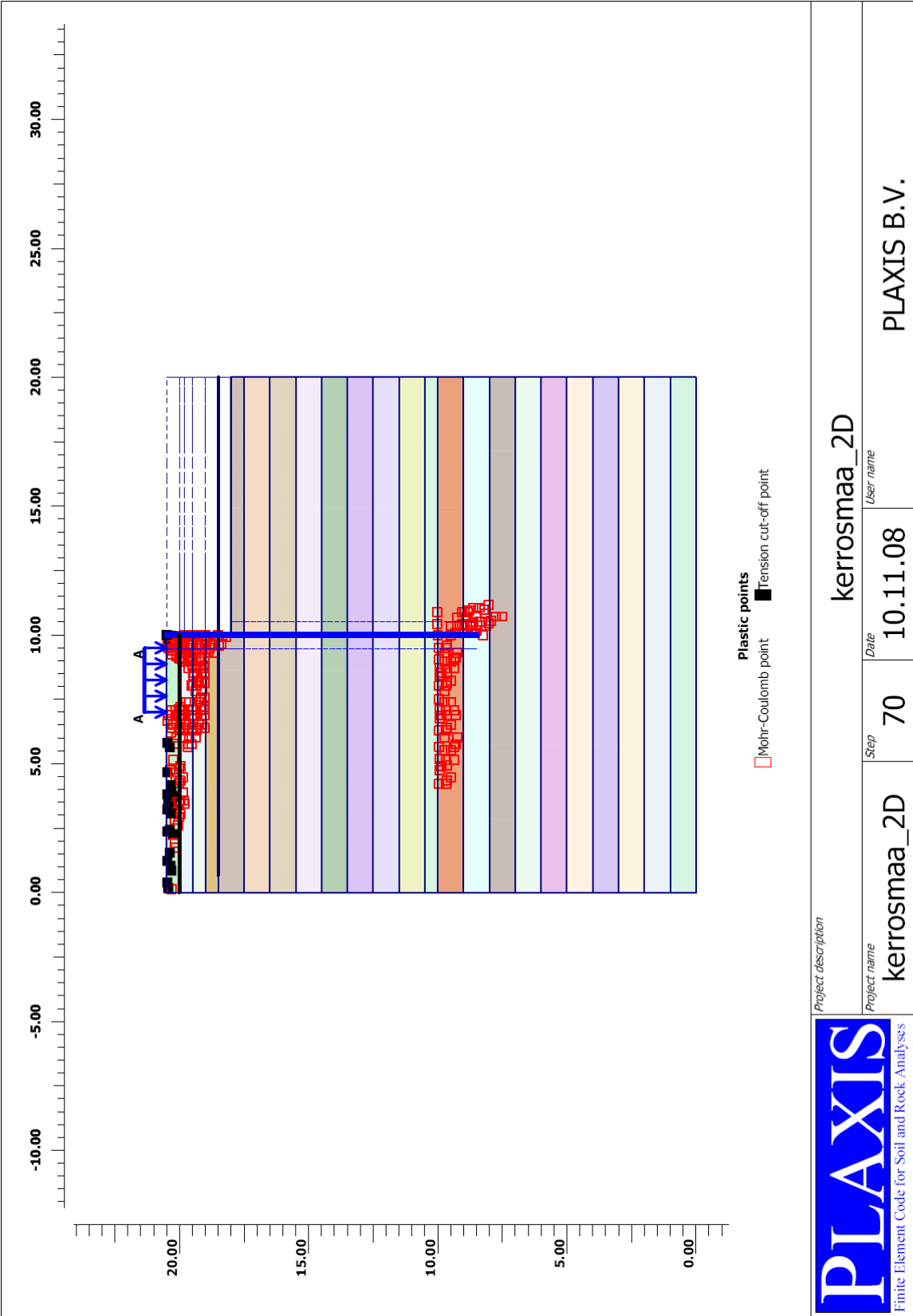


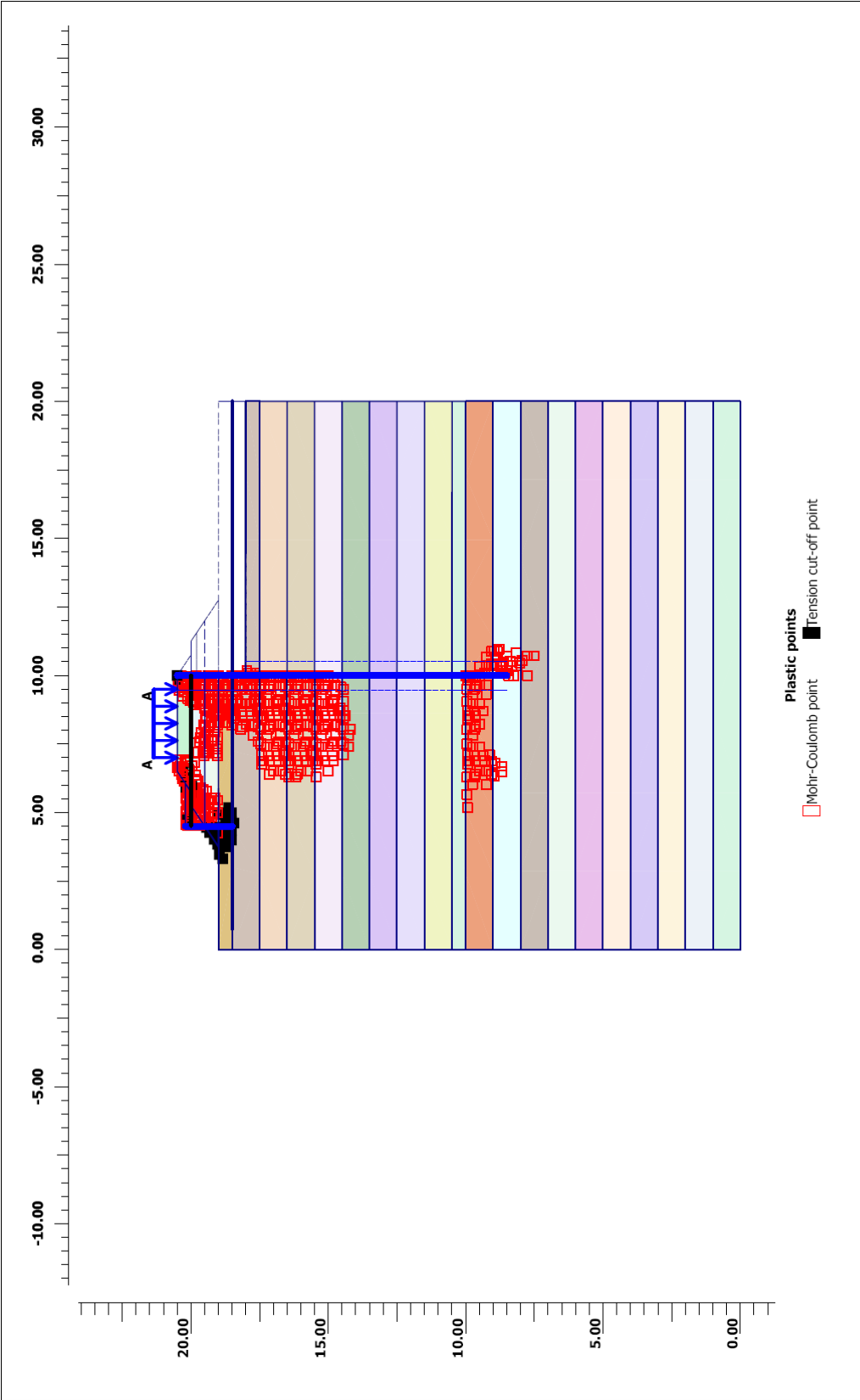


Liite 20 Koheesiomaan PLAXIS 2D GC -mallin plastiset pisteet









Project description				kerrosmaa_2D_tod	
Project name		Step	Date	User name	
kerros_2D_tod		130	10.11.08	PLAXIS B.V.	

